



ANAS S.p.A.

DIREZIONE REGIONALE PER LA SICILIA

PA17/08

Affidamento a Contraente Generale dei "Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotatoria Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 - Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121

Bolognetta S.c.p.a.

Contraente Generale:
Ing. Pierfrancesco Paglini

BOLOGNETTA S.c.p.a.

Il Responsabile Ambientale:
Dott. Maurizio D'angelo

PERIZIA DI VARIANTE

Titolo elaborato:

"TRATTO SCORCIAVACCHE" OPERE D'ARTE OPERE DI SOSTEGNO Relazione descrittiva e di calcolo



Codice Unico Progetto (CUP) : F41B03000230001

| Codice elaborato: | OPERA | ARGOMENTO | DOC. E PROG. | FASE | REVISIONE |
|-------------------|-------|-----------|--------------|------|-----------|
| PA17/08 | S V | O S | R C 0 1 | 5 | 0 |

| CARTELLA: | FILE NAME: | NOTE: | PROT. | SCALA: |
|-----------|-----------------|-------|--------------|----------------------------------|
| | SVOSRC01 | 1=1 | 4 1 3 7 | - |
| 5 | | | | |
| 4 | | | | |
| 3 | | | | |
| 2 | | | | |
| 1 | | | | |
| 0 | PRIMA EMISSIONE | | Ottobre 2017 | C. Terrioti S. Fortino D. Tironi |
| REV. | DESCRIZIONE | | DATA | REDATTO VERIFICATO APPROVATO |

| | | | |
|---|--|---|--|
| Il Progettista Responsabile Prof. Ing. Mario Manassero | Il Geologo Dott. Fabio Brunamonte | Il Coordinatore per la Sicurezza in fase di esecuzione: Ing. Francesco Cocciantè Il Coordinatore per la sicurezza in fase di Esecuzione Ing. Francesco Cocciantè | Il Direttore dei Lavori: Ing. Sandro Favero |
|---|--|---|--|

| | |
|-----------------|---|
| ANAS S.p.A. | |
| DATA: | PROTOCOLLO: |
| CODICE PROGETTO | VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO |
| LO410C E 1101 | Dott. Ing. Ettore de Cesbron de la Grennelais |

INDICE

| | | |
|----------|---|-----------|
| 1 | PREMESSA | 4 |
| 2 | NORMATIVA E RIFERIMENTI | 5 |
| 2.1 | NORMATIVA DI RIFERIMENTO | 5 |
| 2.2 | DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO | 5 |
| 2.3 | SOFTWARE UTILIZZATI..... | 6 |
| 3 | CARATTERISTICHE DEI MATERIALI | 7 |
| 3.1 | TERRE RINFORZATE - ACCIAIO PER CASSERO | 7 |
| 3.2 | TERRE RINFORZATE - RINFORZI IN RETE ESAGONALE | 7 |
| 3.3 | TERRE RINFORZATE - GEOGRIGLIE IN POLIESTERE AD ALTA TENACITA' | 8 |
| 3.4 | CALCESTRUZZO STRUTTURALE | 8 |
| 3.5 | ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE..... | 8 |
| 3.6 | ACCIAIO PER TIRANTI | 8 |
| 3.7 | MATERIALE PER LA COSTRUZIONE DEL CORPO DEI RILEVATI E DELLE OPERE IN TERRA RINFORZATA..... | 9 |
| 4 | VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO | 10 |
| 5 | SOLUZIONI PROGETTUALI | 11 |
| 5.1 | DESCRIZIONE DELLE SOLUZIONI PROGETTUALI PREVISTE PER GARANTIRE LA STABILITÀ INTERNA DEL CORPO DEL RILEVATO..... | 12 |
| 5.2 | DESCRIZIONE DELLE SOLUZIONI PROGETTUALI PREVISTE PER GARANTIRE LA STABILITÀ GLOBALE DEL RILEVATO | 13 |
| 6 | CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI | 16 |
| 6.1 | SITUAZIONE DELLA FALDA..... | 17 |
| 7 | CARATTERISTICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI | 19 |
| 8 | AZIONI DI CALCOLO | 21 |
| 8.1 | AZIONI PERMANENTI..... | 21 |
| 8.2 | AZIONI VARIABILI..... | 21 |
| 8.2.1 | <i>Sovraccarico uniforme indefinito</i> | 21 |
| 8.3 | AZIONI SISMICHE..... | 21 |

| | | |
|-----------|---|-----------|
| 9 | COMBINAZIONI DI CARICO E VERIFICHE | 23 |
| 9.1 | COMBINAZIONI DI CARICO | 23 |
| 9.1.1 | <i>Verifica delle opere in terra rinforzata OS90NEW ed OS92 e del fianco del rilevato OS90A</i> | 23 |
| 9.1.1.1 | Resistenza a rottura dei rinforzi | 24 |
| 9.1.1.2 | Resistenza allo sfilamento del rinforzo (pull-out)..... | 26 |
| 9.1.2 | <i>Verifica delle paratie tirantate OS92, OS90NEW, OS90A</i> | 27 |
| 9.1.3 | <i>Verifiche di esercizio</i> | 28 |
| 10 | PIANO DI MONITORAGGIO GEOTECNICO DELLE OPERE..... | 30 |
| 11 | BIBLIOGRAFIA..... | 34 |

ELENCO ALLEGATI

- ALLEGATO 1 VERIFICHE DI STABILITA' TERRA RINFORZATA “OS92”**
- ALLEGATO 2 VERIFICHE DI STABILITA' DEL FIANCO DEL RILEVATO “OS90A”**
- ALLEGATO 3 VERIFICHE DI STABILITA' TERRA RINFORZATA “OS90NEW”**
- ALLEGATO 4 VERIFICHE DI STABILITA' PARATIA TIRANTATA “OS92”**
- ALLEGATO 5 VERIFICHE DI STABILITA' PARATIA TIRANTATA “OS90A”**
- ALLEGATO 6 VERIFICHE DI STABILITA' PARATIA TIRANTATA “OS90NEW”**

1 PREMESSA

La presente relazione ha per oggetto il calcolo ed il dimensionamento geotecnico dei seguenti tratti di rilevato stradale e delle relative opere di sostegno, nell’ambito del progetto di rifacimento del rilevato dell’asse principale della S.S. 121 per la porzione compresa tra la Progr. 11+140 e la Progr. 11+509:

- dal km 11+140 al km 11+300, paratia di pali tirantati “OS92”
- dal km 11+300 al km 11+400, rilevato con scarpata naturale e paratia di pali tirantati “OS90A”
- dal km 11+400 al km 11+509, rilevato con terra rinforzata e paratia di pali tirantati “OS90NEW”

Tale progetto di rifacimento si è reso necessario a seguito del verificarsi di due importanti fenomeni deformativi del rilevato stradale, avvenuti tra dicembre 2014 e febbraio 2015, che hanno interessato il tratto di opera sostenuto dalla terra rinforzata originariamente denominata “OS90” (nel progetto attuale rinominata “OS90NEW”) ed il tratto di opera caratterizzato da un fianco di valle costituito da una scarpata naturale, denominata nel progetto attuale “OS90A”.

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche di un’opera geotecnica, determinate dall’interazione terreno – struttura, con l’aggiunta delle azioni sismiche derivanti dall’applicazione della Normativa D.M.14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni e s.m.i.

Il presente documento non affronta gli aspetti di progettazione idraulica né gli aspetti di progettazione strutturale, che sono analizzati negli appositi elaborati specialistici.

2 NORMATIVA E RIFERIMENTI

2.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa cui viene fatto riferimento, nelle fasi di calcolo e progettazione, è la seguente:

- **D.M. 14 gennaio 2008** – pubblicato su S.O. n. 30 alla G.U. 4 febbraio 2008, n. 29 – “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”;
- **Circolare n. 617 del 02/02/2009** – “Istruzioni per l’applicazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008”;
- **UNI EN 1992-1-1:2005** “Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – parte 1 – Regole generali e regole per edifici”;
- **UNI EN 206-1 ottobre 2006** – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- **UNI EN 11104 marzo 2004** – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1;
- **Model Code 1990**, CEB-FIP;
- **British Standard 8006:1995**, “Code of practice for Strengthened/reinforced soils and fills”.

2.2 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

Il presente documento si basa sui seguenti documenti di riferimento.

- [1] Progetto di rifacimento del rilevato Scorciavacche – dal km 11+140 al km 11+509. “Relazione geologica, geomorfologica e idrogeologica”. Luglio 2017.
- [2] Tribunale di Termini Imerese – Sezione GIP. Procedimento Penale N. 1995/15 R.G. notizie di reato N. 1632/15 R.G. G.I.P.. G.I.P. Dott. Michele Guarnotta. “Lavori di ammodernamento della Strada Statale 121 – Lotto funzionale n. 2. Allegato G – Indagini Geotecniche e Geologiche, Tomografie elettrica 3D” alla “Relazione di consulenza tecnica”. Luglio 2016.
- [3] Progetto di rifacimento del rilevato Scorciavacche – dal km 11+140 al km 11+509. “Carta geologica”. Luglio 2017.
- [4] Progetto di rifacimento del rilevato Scorciavacche – dal km 11+140 al km 11+509. “Profilo geologico”. Luglio 2017.

- [5] Progetto di rifacimento del rilevato Scorciavacche – dal km 11+140 al km 11+509. “Sezioni geologiche”. Luglio 2017.
- [6] Progetto di rifacimento del rilevato Scorciavacche – dal km 11+140 al km 11+509. “Planimetria ubicazione indagini geognostiche”. Luglio 2017.
- [7] Progetto di rifacimento del rilevato Scorciavacche – dal km 11+140 al km 11+509. “Relazione geotecnica”. Luglio 2017.

2.3 SOFTWARE UTILIZZATI

I software utilizzati per i calcoli delle opere in esame sono di seguito indicati:

Geostudio Slope/W: programma all’equilibrio limite, in grado di calcolare i fattori di sicurezza dei pendii in terra anche in presenza di elementi di rinforzo (e.g. pali, geogriglie, tiranti) modellando condizioni stratigrafiche, pressioni interstiziali e superfici di scivolamento complesse. Il terreno viene assunto come mezzo rigido-plastico, a partire dalle condizioni presenti all’istante di rottura e senza nessuna dipendenza dal processo deformativo.

Nelle analisi effettuate è stato utilizzato il metodo dell’equilibrio limite di Morgenstern&Price.

Plaxis 2D v.8.6: programma agli elementi finiti in grado di trattare problemi bidimensionali di interazione tra struttura e terreno, adottando per il terreno modelli di comportamento meccanico avanzati. Le modellazioni sono state eseguite attivando l’opzione “plane strain”, rappresentativa di sezioni geometriche trasversali del rilevato e, corrispondentemente, di condizioni di deformazione nulle in direzione ortogonale alla sezione di calcolo analizzata.

I modelli di calcolo adottati nelle analisi sono stati realizzati con una mesh ad elementi triangolari a 15 nodi.

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Salvo indicazioni diverse espressamente indicate negli elaborati grafici, per la realizzazione delle opere in oggetto è previsto l'impiego dei materiali di seguito descritti.

3.1 TERRE RINFORZATE - ACCIAIO PER CASSERO

Barre Ø8 maglia differenziata ad aderenza migliorata, saldabile, tipo B450C dotato delle seguenti caratteristiche meccaniche:

- modulo elastico $E_s = 200000 \text{ MPa}$
- resistenza caratteristica a rottura $f_{tk} \geq 540 \text{ MPa}$
- resistenza caratteristica a snervamento $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$

3.2 TERRE RINFORZATE - RINFORZI IN RETE ESAGONALE

Rinforzi costituiti da rete metallica a doppia torsione con maglia esagonale tipo 8x10, avente diametro del filo $\varnothing=2.2 \text{ mm}$ galvanizzato.

Il filo sarà inoltre ricoperto da un rivestimento in materiale plastico, portando il diametro esterno nominale a 3.2 mm.

- resistenza a trazione 37.09 kN/m
- resistenza di progetto a lungo termine SLU 25.76 kN/m

Rinforzi costituiti da rete metallica a doppia torsione con maglia esagonale tipo 8x10, avente diametro del filo $\varnothing=2.7 \text{ mm}$ galvanizzato.

Il filo sarà inoltre ricoperto da un rivestimento in materiale plastico, portando il diametro esterno nominale a 3.7 mm.

- resistenza a trazione 50.11 kN/m
- resistenza di progetto a lungo termine SLU 34.79 kN/m

3.3 TERRE RINFORZATE - GEOGRIGLIE IN POLIESTERE AD ALTA TENACITA'

Geogriglia da 50 kN/m

- resistenza massima a trazione 50 kN/m
- resistenza di progetto a lungo termine SLU statico 29.07 kN/m
- resistenza di progetto a lungo termine SLU sismico 40.0 kN/m

Geogriglia da 80 kN/m

- resistenza massima a trazione 80 kN/m
- resistenza di progetto a lungo termine SLU statico 47.90 kN/m
- resistenza di progetto a lungo termine SLU sismico 66.11 kN/m

3.4 CALCESTRUZZO STRUTTURALE

- Classe di resistenza pali C 30/37

3.5 ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE

- Tipo di acciaio B 450 C
- Modulo di elasticità: $E = 210000 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di snervamento: $f_{yk} > 450 \text{ N/mm}^2$
- Tensione di snervamento di progetto ($\gamma_s = 1.15$): $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391 \text{ N/mm}^2$

3.6 ACCIAIO PER TIRANTI

- Trefoli in acciaio armonico, diametro nominale 0.6"
- Sezione nominale 139 mm^2
- Tensione caratteristica a rottura $f_{ptk} \geq 1870 \text{ MPa}$
- Tensione caratteristica all'1% di deformazione $f_{p(1)k} \geq 1670 \text{ MPa}$

3.7 MATERIALE PER LA COSTRUZIONE DEL CORPO DEI RILEVATI E DELLE OPERE IN TERRA RINFORZATA

- Materiali per la costruzione del rilevato e delle opere in terra rinforzata

cat. A1-a, A1-b (CNR-UNI 10006)

Le porzioni di rilevato esistente comprese tra le Progr. 11+300 e 11+509 di cui non si prevede la rimozione (vedi elaborati grafici) dovranno essere testate mediante prove di carico su piastra con passo minimo, indicativo, di 1 prova/20 m di rilevato.

4 VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

La vita nominale di un'opera V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La costruzione in oggetto è classificabile, secondo il DM 2008, come "*Opera ordinaria, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale*", per la quale viene prevista una vita nominale ≥ 50 anni.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, la costruzione è definita di Classe IV, ossia afferente a "*Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n.6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.*"

In virtù di quanto affermato, il periodo di riferimento per la valutazione delle azioni sismiche risulta dal prodotto della vita nominale per la classe d'uso:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \cdot 2.0 = 100 \text{ anni,}$$

cui compete un valore del tempo di ritorno pari a:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{V_R})} = -\frac{100}{\ln(1 - 0.10)} = 949 \text{ anni.}$$

5 SOLUZIONI PROGETTUALI

Gli approfondimenti d'indagine, di monitoraggio e di analisi seguiti ai dissesti avvenuti hanno messo in luce alcuni elementi di conoscenza tra i quali si evidenzia principalmente quanto segue:

- I fenomeni di dissesto avvenuti possono essere compiutamente descritti dalle evidenze di campo e di monitoraggio acquisite. La determinazione dei parametri di resistenza operativi dei materiali coinvolti dai cinematismi è stata effettuata mediante opportune simulazioni numeriche di back analysis (vedi doc. [7]).
- L'origine dei cinematismi osservati è da ricondurre a fenomeni di rottura progressiva dei terreni di fondazione limoso-argillosi sovraconsolidati (Formazione B, vedi doc. [7]) ed alla presenza di bande di taglio entro le quali la resistenza disponibile è estremamente ridotta ($\varphi \approx \varphi_R$). Le soluzioni realizzative oggetto del presente progetto di rifacimento del rilevato consentono di garantire la stabilità dell'opera nei confronti di tali cinematismi con adeguati margini di sicurezza ai sensi della normativa vigente.
- Le bande di taglio rilevate sono generalmente collocate alla base della cosiddetta “Coltre” (formazione B, vedi doc. [7]) e sono state evidenziate dai monitoraggi inclinometrici effettuati sia a monte sia a valle del rilevato in progetto. In corrispondenza delle bande di taglio gli strumenti inclinometrici S3, S6 e S11 evidenziano basse velocità di spostamento (i.e. 3÷5 mm/anno), mentre l'inclinometro S14 evidenzia velocità di spostamento più elevate (i.e. 3÷4 cm/anno).
- I dati di monitoraggio acquisiti e la ricostruzione geologica e geomorfologica del versante a monte della S.P. 55bis non consentono di escludere la possibile presenza di fenomeni deformativi in grado di interessare i depositi più superficiali né di stabilire con precisione l'estensione di tali fenomeni verso monte. La lenta o lentissima evoluzione a grande scala di tali probabili fenomeni, unita all'assenza di specifiche evidenze di dissesto in superficie (sia con riferimento alla morfologia naturale sia con riferimento alle condizioni di integrità dei manufatti preesistenti), induce comunque a ritenere che l'influenza sulle condizioni di stato limite ultimo e sulle condizioni di esercizio dell'opera in progetto sia limitata.
- Ferme restando le considerazioni di cui al punto precedente, si osserva che la realizzazione del tratto di rilevato in oggetto (e, a maggior ragione, la realizzazione di opere di sostegno in grado di esercitare una funzione di contenimento strutturale) consente un incremento dei margini di sicurezza del pendio nei confronti di potenziali cinematismi a lenta evoluzione che possono interessare il versante. Tale aspetto è stato verificato dagli scriventi mediante opportune simulazioni numeriche volte a valutare le condizioni di sicurezza del pendio prima e dopo la realizzazione del rilevato (vedi doc. [7]).

- Il regime delle pressioni interstiziali all'interno della Formazione geotecnica B ("Coltre"), determinato da livelli piezometrici sostanzialmente coincidenti con il piano campagna, rappresenta un ulteriore ed importante fattore all'origine dei dissesti osservati. Le soluzioni realizzative oggetto del presente progetto di rifacimento del rilevato consentono di ridurre significativamente le pressioni interstiziali agenti sulle potenziali superfici di scorrimento.

5.1 DESCRIZIONE DELLE SOLUZIONI PROGETTUALI PREVISTE PER GARANTIRE LA STABILITÀ INTERNA DEL CORPO DEL RILEVATO

Le diverse soluzioni progettuali si ritrovano negli elaborati grafici di riferimento. In ALLEGATO 1÷ALLEGATO 3 si riportano le verifiche delle sezioni nelle situazioni più gravose.

- **OS92.** Il tratto non è stato interessato dai dissesti verificatisi, non ha subito fenomeni deformativi e si presenta, attualmente, in condizioni di piena integrità.

Il fianco di valle del rilevato è costituito, partendo dal basso, da un modulo di geogriglia avvolta in modo tale da determinare un'inclinazione del paramento pari a 90° e altezza pari a 0.60 m; sopra tale modulo, con arretramento pari a 0.50 m è presente una successione di strati di terreno compattato, dello spessore di circa 0.76 m, rinforzati con rete metallica a doppia torsione con inclinazione pari a 70°.

La sommità del paramento in terra rinforzata viene raccordata alla quota del piano stradale tramite un rilevato superiore in terra di altezza pari a circa 1.55 m sagomato con pendenza di 3:2 (Orizzontale:Verticale).

La facciata esterna del paramento è stata completata con idrosemina superficiale per il rinverdimento finale.

Le verifiche di sicurezza relative all'opera in terra rinforzata così come realizzata soddisfano i requisiti richiesti dalle normative vigenti (ALLEGATO 1).

- **OS90A.** Il tratto è stato interessato dal dissesto D2 (vedi doc. [7]) verificatosi nel febbraio 2015 ed ha subito significative deformazioni. Il corpo del rilevato originariamente realizzato e coinvolto dal dissesto è stato quasi totalmente smantellato sino ad ottenere la situazione morfologica attuale (vedi elaborati grafici).

Si prevede il rifacimento di tale porzione di rilevato eseguendo lungo il fianco di valle una scarpata naturale avente pendenza 3:2 (O:V) con materiale selezionato (cat. A1-a, A1-b CNR-UNI 10006), completata con idrosemina superficiale per il rinverdimento finale.

- **OS90NEW.** Il tratto è stato interessato dal dissesto D1 (vedi doc. [7]) verificatosi tra dicembre 2014 e gennaio 2015 ed ha subito significative deformazioni. Il corpo del rilevato originariamente realizzato e coinvolto dal dissesto è stato quasi totalmente smantellato sino ad ottenere la situazione morfologica attuale (vedi elaborati grafici).

Il fianco di valle del rilevato sarà costituito da un'opera in terra rinforzata mediante geogriglie e reti metalliche a doppia torsione con inclinazione pari a 70°. Il materiale di riempimento del corpo del rilevato sarà costituito da materiale selezionato (cat. A1-a, A1-b CNR-UNI 10006). L'opera sarà completata con idrosemina superficiale per il rinverdimento finale.

5.2 DESCRIZIONE DELLE SOLUZIONI PROGETTUALI PREVISTE PER GARANTIRE LA STABILITÀ GLOBALE DEL RILEVATO

Le ridotte caratteristiche di resistenza dei terreni di fondazione del rilevato e, in particolare, degli strati costituenti la Formazione geotecnica B, unite al possibile sviluppo di fenomeni di rottura progressiva, determinano la necessità di eseguire opere di consolidamento al piede del rilevato lungo l'intero tratto in progetto, al fine di soddisfare le verifiche di stabilità globale richieste dalla normativa vigente, sia in campo statico sia in campo sismico.

Le diverse soluzioni progettuali si ritrovano negli elaborati grafici di riferimento. In ALLEGATO 4+ALLEGATO 6 si riportano le verifiche delle sezioni nelle situazioni più gravose.

OS90NEW

- Paratia costituita da due file di pali trivellati in c.a. $\Phi 800$ disposti a quinconce
- Distanza tra le due file di pali = 0.8 m
- Interasse dei pali su ciascuna fila = 1.6 m
- Lunghezza pali = 13 m.

I pali sono collegati in testa da una trave di coronamento in c.a., a partire dalla quale si vanno a realizzare le seguenti opere:

- tiranti di ancoraggio da 8 trefoli
- lunghezza tiranti = 32 m (tratto libero 19 m + bulbo di ancoraggio 13 m)
- interasse tiranti = 1.8 m
- diametro di perforazione = 0.22 m
- inclinazione dei tiranti compresa tra 20° e 25° rispetto all'orizzontale
- precarico del singolo tirante = 300 kN.

Al fine di ridurre significativamente le pressioni interstiziali agenti all'interno della Formazione B si prevede la realizzazione di dreni suborizzontali aventi le seguenti caratteristiche:

- lunghezza = 50 m
- interasse = 2.4 m
- inclinazione $\geq 3\%$

OS90A

- Paratia costituita da due file di pali trivellati in c.a. $\Phi 800$ disposti a quinconce
- Distanza tra le due file di pali = 0.8 m
- Interasse dei pali su ciascuna fila = 1.6 m
- Lunghezza pali = 13 m.

I pali sono collegati in testa da una trave di coronamento in c.a., a partire dalla quale si vanno a realizzare le seguenti opere:

- tiranti di ancoraggio da 8 trefoli
- lunghezza tiranti = 32 m (tratto libero 19 m + bulbo di ancoraggio 13 m)
- interasse tiranti = 2.4 m
- diametro di perforazione = 0.22 m
- inclinazione dei tiranti pari a 22° rispetto all'orizzontale
- precarico del singolo tirante = 300 kN.

Al fine di ridurre significativamente le pressioni interstiziali agenti all'interno della Formazione B si prevede la realizzazione di dreni suborizzontali aventi le seguenti caratteristiche:

- lunghezza = 50 m
- interasse = 2.4 m
- inclinazione $\geq 3\%$

OS92

- Paratia costituita da due file di pali trivellati in c.a. $\Phi 800$ disposti a quinconce
- Distanza tra le due file di pali = 0.8 m
- Interasse dei pali su ciascuna fila = 2.4 m
- Lunghezza pali = 11 m.

I pali sono collegati in testa da una trave di coronamento in c.a., a partire dalla quale si vanno a realizzare le seguenti opere:

- tiranti di ancoraggio da 6 trefoli
- lunghezza tiranti = 27 m (tratto libero 15 m + bulbo di ancoraggio 12 m)
- interasse tiranti = 2.4 m
- diametro di perforazione = 0.20 m
- inclinazione dei tiranti pari a 22° rispetto all'orizzontale

- precarico del singolo tirante = 150 kN.

Al fine di ridurre significativamente le pressioni interstiziali agenti all'interno della Formazione B si prevede la realizzazione di dreni suborizzontali aventi le seguenti caratteristiche:

- lunghezza = 50 m
- interasse = 2.4 m
- inclinazione $\geq 3\%$

6 CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI TERRENI

Le back analysis finalizzate alla ricostruzione dei dissesti avvenuti, le stratigrafie ed il complesso delle indagini eseguite hanno portato alla definizione ed alla caratterizzazione geotecnica delle seguenti unità litologiche:

FORMAZIONE R – Riporto e corpo stradale

La formazione comprende sia il materiale da costruzione del rilevato stradale e dell'opera di sostegno in terra rinforzata OS92, attualmente presenti in sito tra la Progr. 11+140 e la Progr. 11+300 e di cui è previsto il mantenimento, sia il materiale da costruzione della porzione di rilevato stradale compreso tra la Progr. 11+300 e la Progr. 11+509, dell'opera di sostegno in terra rinforzata OS90NEW e della scarpata naturale OS90A, attualmente in progetto.

Per il tratto di rilevato di cui è previsto il rifacimento si prevede l'impiego di materiale avente caratteristiche analoghe a quelle del materiale utilizzato per l'esecuzione del rilevato tra la Progr. 11+140 e la Progr. 11+300 (classe A1-a, A1-b CNR-UNI 10006).

Il materiale costituente il rilevato stradale della strada provinciale esistente a monte dell'opera in progetto è stato caratterizzato con un valore dell'angolo di resistenza al taglio pari a $\varphi' = 40^\circ$.

FORMAZIONE A – Strato di base

Formazione geotecnica corrispondente all'unità geologica AVF delle Argille varicolori inferiori.

Terreni ad elevata consistenza, talvolta lapidea, fortemente sovraconsolidati, caratterizzati da struttura scagliettata.

FORMAZIONE B – Coltre

Formazione geotecnica che raggruppa le unità geologiche delle coltri detritico-colluviali (b2), dei depositi torrentizi (b, bn) e della fascia alterata delle argille varicolori (AVF').

La formazione raggruppa terreni caratterizzati da una notevole eterogeneità: la loro composizione varia da quella della sabbia con ghiaia e blocchi, tipica delle unità b e bn, a quella delle argille limose

(e.g. inclusioni a grana fine all'interno delle unità b e bn, coltri detritico-colluviali (b2), fascia alterata delle argille varicolori (AVF')).

All'interno di tale formazione sono state rilevate fasce di spessore discreto sottoposte ad elevati fenomeni deformativi (i.e. "shear band") nelle quali sono state superate le condizioni di resistenza di picco e sono pertanto mobilitabili valori della resistenza al taglio ridotti, sino al raggiungimento della resistenza residua.

Nelle simulazioni numeriche eseguite i terreni sono stati schematizzati assumendo un comportamento drenato, mediante legame costitutivo elasto-plastico e criterio di rottura alla Mohr-Coulomb.

I parametri adottati nelle diverse simulazioni sono riportati nella seguente Tabella 1.

Tabella 1 Parametri geotecnici adottati nei modelli di calcolo.

| Litotipo | γ [kN/m ³] | ϕ'_k [°] | c'_k [kPa] | E' [MPa] |
|--|----------------------------------|------------------|-----------------|---------------|
| R riporto e corpo stradale | 20 | 40÷45 | 0÷5 | 40 |
| B coltre detritico-colluviale (b2), depositi torrentizi (b, bn) e fasce di alterazione delle argille varicolori inferiori (AVF') | 20 | 25÷35 | 0÷10 | 5÷10 |
| B_res_1 bande di taglio caratterizzate da parametri di resistenza al taglio residui, collocate all'interno delle coltri detritico-colluviali (b2) e/o della fascia alterata delle argille varicolori (AVF') | 20 | 12÷14 | 0 | 5 |
| B_res_2 bande di taglio caratterizzate da parametri di resistenza al taglio intermedi tra le condizioni di resistenza di picco e quelle residue, collocate all'interno delle coltri detritico-colluviali (b2) | 20 | 17÷19 | 0 | 5 |
| A argille varicolori inferiori | 20 | 30 | 20 | 30÷50 |

Si rimanda alla relazione geotecnica (doc. [7]) per considerazioni di dettaglio in merito alla caratterizzazione dei suddetti materiali.

6.1 SITUAZIONE DELLA FALDA

Dai piezometri disponibili si rileva la presenza della falda a soggiacenze comprese tra 0 e 3 m da p.c.

Il profilo piezometrico iniziale, ricostruito sulla base dei rilievi piezometrici disponibili, è stato ridotto nelle simulazioni numeriche eseguite sia in campo statico sia in campo sismico a seguito della realizzazione dei dreni suborizzontali previsti in progetto.

7 CARATTERISTICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Sulla base di quanto illustrato al Paragrafo 5.2 gli elementi strutturali inseriti nei modelli di calcolo FEM eseguiti mediante Plaxis 2D sono stati schematizzati come segue:

- Pali
 - elementi "plate" con legame costitutivo elasto-plastico, caratterizzati da rigidezza assiale EA, rigidezza flessionale EJ, momento di plasticizzazione M_P e sforzo normale di plasticizzazione N_P .
- Trave di coronamento
 - elemento "plate" con legame costitutivo elastico, caratterizzato da rigidezza assiale EA, rigidezza flessionale EJ.
- Tiranti
 - tratto libero: elemento "node-to-node anchor", con legame costitutivo elasto-plastico, caratterizzato da rigidezza assiale EA e resistenza massima a trazione $F_{max,tens}$.
 - bulbo di ancoraggio: elemento "geogrid", con modello costitutivo elastico, caratterizzato da rigidezza assiale EA.

Nella Tabella sottostanti sono riportati i valori effettivamente utilizzati.

Tabella 2 Parametri assegnati agli elementi strutturali

| Struttura | Modello | EA | EJ | v | M_P | N_P | $F_{max,tens}$ |
|--|-----------------|----------|------------------|------|-------|-------|----------------|
| | | kN | kNm ² | - | kNm | kN | kN |
| Pali | Elasto-plastico | 1.659E07 | 6.638E05 | 0.15 | 960 | 3200 | - |
| Trave di coronamento | Elastico | 4.292E07 | 6.045E06 | 0.15 | - | - | - |
| Tiranti 8 trefoli: tratto libero | Elasto-plastico | 2.335E05 | - | - | - | - | 1615 |
| Tiranti 8 trefoli: bulbo di ancoraggio | Elastico | 2.335E05 | - | - | - | - | - |
| Tiranti 6 trefoli: tratto libero | Elasto-plastico | 1.751E05 | - | - | - | - | 1211 |
| Tiranti 6 trefoli: bulbo di ancoraggio | Elastico | 1.751E05 | - | - | - | - | - |

All'interfaccia tra i pali ed il terreno sono stati utilizzati elementi “interface” che consentono di modellare la resistenza all'interfaccia palo-terreno adottando il seguente rapporto tra l'angolo di attrito palo-terreno e l'angolo di resistenza al taglio del terreno:

$$\frac{\delta'_k}{\phi'_k} = 0.66$$

8 AZIONI DI CALCOLO

Per il progetto e la verifica delle opere sono state esaminate le varie azioni riportate nei paragrafi seguenti.

8.1 AZIONI PERMANENTI

La valutazione delle azioni permanenti quali quelle derivate dal peso proprio del corpo del rilevato e dalle spinte delle terre viene effettuata automaticamente dai software numerici utilizzati in base ai parametri geotecnici adottati.

8.2 AZIONI VARIABILI

8.2.1 Sovraccarico uniforme indefinito

Nel caso specifico si terrà conto di un sovraccarico accidentale uniforme indefinito dovuto al traffico stradale pari ad un valore caratteristico di 20 kPa.

8.3 AZIONI SISMICHE

Categoria di sottosuolo

Sulla base di quanto evidenziato nella relazione geotecnica generale, il terreno di fondazione può essere classificato come appartenente alla Categoria C:

- Categoria C: "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina)".

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Come stabilito nel C.S.A. la progettazione delle strutture farà riferimento a:

- vita nominale $V_N = 50$ anni
- classe d'uso IV

in base a ciò risulta:

- coefficiente d'uso $C_U = 2.0$
- periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N \times C_U = 100$ anni

Azione sismica di riferimento

Il tratto in esame è caratterizzato da superficie pianeggiante o da pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$.

Il terreno di fondazione ricade nella categoria di sottosuolo di tipo C.

Per il sito in esame, in funzione del periodo di riferimento considerato, si ottiene un valore di accelerazione orizzontale massima attesa su sito di riferimento rigido a_g pari a 0.17g.

9 COMBINAZIONI DI CARICO E VERIFICHE

9.1 COMBINAZIONI DI CARICO

9.1.1 *Verifica delle opere in terra rinforzata OS90NEW ed OS92 e del fianco del rilevato OS90A*

Il progetto e la verifica delle strutture in questione sono stati eseguiti mediante il metodo degli "Stati Limite", verificando, per quanto concerne le opere OS92 ed OS90NEW:

- ✓ SLU di tipo geotecnico (GEO):
 - a) stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno e collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
 - b) stabilità interna (locale);
 - c) scorrimento sul piano di posa;
 - d) verifica al ribaltamento.

La verifica a) è stata eseguita mediante software FEM Plaxis 2D ed è riportata nell'ALLEGATO 4 ed ALLEGATO 6 rispettivamente per le opere OS92 e OS90NEW.

Le verifiche di tipo c) e d) sono contemplate dalla modellazione eseguita mediante il software FEM Plaxis 2D, riportata nell'ALLEGATO 4 e nell'ALLEGATO 6 rispettivamente per le opere OS92 e OS90NEW.

Le verifiche di tipo b) sono riportate in ALLEGATO 1 ed ALLEGATO 3 rispettivamente per le opere OS92 e OS90NEW e sono state eseguite con Slope/W, software di calcolo all'equilibrio limite.

Per quanto concerne l'opera OS90A sono state eseguite le seguenti verifiche SLU di tipo geotecnico (GEO):

- a) stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- b) stabilità interna (i.e. stabilità del fianco di valle del rilevato).

La verifica a) è stata eseguita mediante software FEM Plaxis 2D ed è riportata nell'ALLEGATO 5, mentre la verifica b) è stata eseguita con Slope/W, software di calcolo all'equilibrio limite (ALLEGATO 2).

Tutte le verifiche sono state effettuate con riferimento all'Approccio 1, Combinazione 2 (GEO) (A2+M2+R2). In modo equivalente a quanto richiesto dalla normativa ed al fine di simulare in maniera realistica l'interazione tra il terreno e le strutture, nelle analisi condotte mediante il software

FEM Plaxis 2D sono stati utilizzati i parametri caratteristici dei terreni, mirando ad un fattore di sicurezza globale pari a

$$1.25 \times 1.1 = 1.375$$

Le verifiche sono state condotte sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche, impiegando in quest'ultimo caso il metodo pseudostatico con coefficienti sismici orizzontali e verticali pari a:

$$k_h = 0.059$$

$$k_v = \pm 0.029$$

Nelle analisi condotte in campo sismico sono stati assunti i valori caratteristici delle azioni, secondo quanto richiesto dalla normativa vigente.

9.1.1.1 Resistenza a rottura dei rinforzi

La resistenza degli elementi di rinforzo costituiti da georeti metalliche (Terramesh) è stata determinata facendo riferimento alla *British Standard 8006:1995 "Code of practice for Strengthened/reinforced soils and fills"* (BS 8006). In accordo alla BS 8006, la resistenza di progetto T_{progetto} del rinforzo è determinata come segue:

$$T_{\text{progetto}} = T_{\text{rottura}} / (f_{\text{creep}} \times f_m)$$

dove:

T_{rottura} = carico di rottura nominale del rinforzo

f_{creep} = fattore di creep del rinforzo a lungo termine

f_m = fattore di sicurezza del rinforzo, pari a $f_{m11} \times f_{m12} \times f_{m21} \times f_{m22}$

f_{m11} = procedure produttive (tolleranze)

f_{m12} = valutazione qualità processi industriali e sviluppo prodotto

f_{m21} = effetti dovuti al danneggiamento potenziale durante l'installazione

f_{m22} = suscettibilità all'aggressione chimica, fisica e biologica

Il fattore f_{creep} viene calcolato per una data deformazione massima ammissibile durante la vita di progetto, tenendo conto di eventuali fenomeni di creep che dovessero interessare i rinforzi; per le opere in terra rinforzata le deformazioni massime ammissibili nei rinforzi sono dell'ordine del 5%. Ciò significa che ad esempio per la rete metallica a doppia torsione, non subendo essa gli effetti di creep, avendo una resistenza a rottura con deformazioni inferiori al 5%, tale resistenza può essere assunta come resistenza a trazione nominale ($f_{\text{creep}} = 1.00$).

Nella Tabella seguente si riportano i valori dei coefficienti di riduzione della resistenza effettivamente utilizzati nei modelli di calcolo, derivati dalle indicazioni fornite dal produttore.

Tabella 3 Valori dei coefficienti di riduzione della resistenza per georeti metalliche (Terramesh)

| Coefficiente di riduzione | Valore |
|---------------------------|--------|
| f_{creep} | 1.000 |
| f_{m11} | 1.124 |
| f_{m12} | 1.050 |
| f_{m21} | 1.165 |
| f_{m22} | 1.050 |

Il valore complessivo del coefficiente di sicurezza globale di riduzione della resistenza risulta pari a 1.44, in accordo con i valori riportati al Paragrafo 3.2.

Per le geogriglie in poliestere tipo "Paralink", la resistenza di progetto $T_{progetto}$ del rinforzo è determinata come segue:

$$T_{progetto} = T_{rottura} / (RF_{CR} \times RF_{ID} \times RF_W \times RF_{CH} \times f_s)$$

dove:

$T_{rottura}$ = resistenza caratteristica a breve termine

RF_{CR} = fattore di creep del rinforzo a lungo termine

RF_{ID} = effetti dovuti al danneggiamento potenziale durante l'installazione

RF_W = effetti dovuti all'esposizione atmosferica, inclusi i raggi ultravioletti

RF_{CH} = suscettibilità all'aggressione chimica, ambientale

f_s = coefficiente di riduzione per l'estrapolazione dei dati

Nella Tabella seguente si riportano i valori dei coefficienti di riduzione della resistenza effettivamente utilizzati nei modelli di calcolo, derivati dalle indicazioni fornite dal produttore.

Tabella 4 Valori dei coefficienti di riduzione della resistenza per geogriglie in poliestere (Paralink)

| Coefficiente di riduzione | Valore |
|---------------------------|-----------|
| RF_{CR} | 1.41 |
| RF_{ID} | 1.12÷1.15 |
| RF_W | 1.00 |
| RF_{CH} | 1.06 |
| f_s | 1.02 |

Il valore complessivo del coefficiente di sicurezza globale di riduzione della resistenza risulta pari a circa 1.7 in campo statico ed a 1.20÷1.25 in campo sismico (in quest'ultimo caso non è prevista l'applicazione del coefficiente di creep). Tali valori sono in accordo con quanto riportato al Paragrafo 3.2.

9.1.1.2 Resistenza allo sfilamento del rinforzo (pull-out)

Il calcolo delle forze ultime di sfilamento viene eseguito con il procedimento descritto nel presente paragrafo, che si basa sulla considerazione che in tutti i punti del rinforzo sia raggiunta la condizione ultima (τ_u).

La forza necessaria per lo sfilamento del rinforzo dal rilevato (F_{po}) è data dalla seguente relazione:

$$F_{po} = 2 \cdot \sigma_v \cdot L \cdot W \cdot \mu \cdot \tan \varphi$$

nella quale:

σ_v = tensione verticale agente sul rinforzo

L = lunghezza della zona di ancoraggio

W = larghezza del rinforzo

μ = coefficiente di interazione tra materiale del rilevato e rinforzo

φ = angolo di attrito interno del materiale da rilevato

I valori del coefficiente di interazione μ derivano da prove di laboratorio e variano a seconda del tipo di terreno che compone il rilevato.

Per i rinforzi in rete metallica a doppia torsione i valori di μ sono stati assunti pari a:

Tabella 5 Valori del coefficiente di interazione μ per rinforzi metallici

| Tipo di interazione | Valore di μ |
|-------------------------------|-----------------|
| Interazione rinforzo-rinforzo | 0.30 |
| Sfilamento rinforzo-ghiaia | 0.90 |
| Sfilamento rinforzo-sabbia | 0.65 |
| Sfilamento rinforzo-limo | 0.50 |
| Sfilamento rinforzo-argilla | 0.30 |

Per i rinforzi in poliestere ad alta tenacità i valori di μ sono stati assunti pari a:

Tabella 6 Valori del coefficiente di interazione μ per rinforzi in poliestere ad alta tenacità

| Tipo di interazione | Valore di μ |
|-------------------------------|-----------------|
| Interazione rinforzo-rinforzo | 0.16 |
| Sfilamento rinforzo-ghiaia | 0.90 |
| Sfilamento rinforzo-sabbia | 0.90 |
| Sfilamento rinforzo-limo | 0.70 |
| Sfilamento rinforzo-argilla | 0.40 |

9.1.2 Verifica delle paratie tirantate OS92, OS90NEW, OS90A

Il progetto e la verifica delle strutture in questione sono stati eseguiti mediante il metodo degli "Stati Limite", verificando, per tutte le opere in progetto:

- ✓ SLU di tipo geotecnico (GEO):
 - a) stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
 - b) collasso per rotazione intorno a un punto dell'opera;
 - c) sfilamento degli ancoraggi
- ✓ SLU di tipo strutturale (STR):
 - d) raggiungimento della resistenza in uno o più ancoraggi;
 - e) raggiungimento della resistenza strutturale della paratia di pali.

Tutte le verifiche sopra riportate sono state eseguite mediante software FEM Plaxis 2D e sono riportate nell'ALLEGATO 4, nell'ALLEGATO 5 e nell'ALLEGATO 6 rispettivamente per le opere OS92, OS90A e OS90NEW.

Le verifiche a) e b) sono state effettuate con riferimento all'Approccio 1, Combinazione 2 (GEO) (A2+M2+R2). In modo sostanzialmente equivalente ed al fine di simulare in maniera realistica l'interazione tra il terreno e le strutture, nelle analisi condotte mediante il software FEM Plaxis 2D sono stati utilizzati i parametri caratteristici dei terreni, mirando ad un fattore di sicurezza globale pari a

$$1.25 \times 1.1 = 1.375$$

Le verifiche sono state condotte sia in condizioni statiche sia in condizioni sismiche, adottando in quest'ultimo caso il metodo pseudostatico con coefficienti sismici orizzontali e verticali pari a:

$$k_h = 0.059$$

$$k_v = \pm 0.029$$

Nelle analisi condotte in campo sismico sono stati assunti i valori caratteristici delle azioni, secondo quanto richiesto dalla normativa vigente.

La verifica e) è stata effettuata con riferimento all'approccio 1, Combinazione 1 (STR) (A1+M1+R1) confrontando i valori delle sollecitazioni, sia in campo statico sia in campo sismico, con i valori limite di resistenza strutturale dei pali in c.a.

La verifica c) è stata compiuta, secondo normativa, con l'approccio A1+M1+R3 confrontando il valore massimo dell'azione agente nel tirante nelle diverse fasi di calcolo, sia in campo statico sia in campo sismico, con la resistenza a sfilamento di progetto. Analogamente, la verifica d) è stata compiuta, secondo normativa, con l'approccio A1+M1+R3 confrontando il valore massimo dell'azione agente nel tirante nelle diverse fasi di calcolo, sia in campo statico sia in campo sismico, con la resistenza strutturale dell'acciaio dei trefoli, adottando un coefficiente di sicurezza sull'acciaio pari a 1.15.

Inoltre, è stato verificato che la resistenza caratteristica strutturale fosse maggiore della resistenza a sfilamento dell'ancoraggio.

9.1.3 Verifiche di esercizio

Le valutazioni relative alle condizioni di esercizio portano a ritenere che gli spostamenti e le deformazioni attese siano compatibili con le tipologie di opere previste in progetto.

Infatti, con riferimento al tratto di rilevato compreso tra le Progr. 11+300 e 11+509, di cui si prevede il rifacimento, si osserva che la realizzazione dell'opera comporta un ricarico del terreno di fondazione, la cui risposta è quella tipica di un materiale sovraconsolidato di elevata rigidità.

La presenza delle paratie tirantate OS90NEW e OS90A contribuisce altresì all'incremento della rigidità del terreno di fondazione, in quanto determina un confinamento laterale del materiale.

Inoltre, la presenza del sistema di drenaggio previsto in progetto consente di ridurre i tempi di consolidazione del materiale costituente la formazione B, pertanto si prevede che i cedimenti, di entità comunque limitata, si verificheranno e si esauriranno nel corso della realizzazione del rilevato.

Con riferimento al tratto di rilevato compreso tra le Progr. 11+140 e 11+300, di cui si prevede il mantenimento, si osserva che eventuali cedimenti potranno verificarsi unicamente in relazione alla riduzione delle pressioni interstiziali determinata dal sistema di drenaggio in progetto ed al conseguente incremento delle tensioni efficaci nel terreno di fondazione. Considerata l'entità di tali variazioni tensionali e lo stato di sovraconsolidazione dei terreni di fondazione è possibile prevedere lo sviluppo di cedimenti poco significativi.

10 PIANO DI MONITORAGGIO GEOTECNICO DELLE OPERE

Il piano di monitoraggio delle opere è finalizzato al controllo degli spostamenti dell'opera.

Il monitoraggio riguarderà principalmente 3 sezioni di riferimento delle opere in progetto:

- sez. 560, corrispondente alle opere OS92;
- sez. 570, corrispondente alle opere OS90A;
- sez. 575, corrispondente alle opere OS90NEW.

Un estratto della planimetria che riporta l'ubicazione dei punti di monitoraggio previsti è esposto in Figura 1.

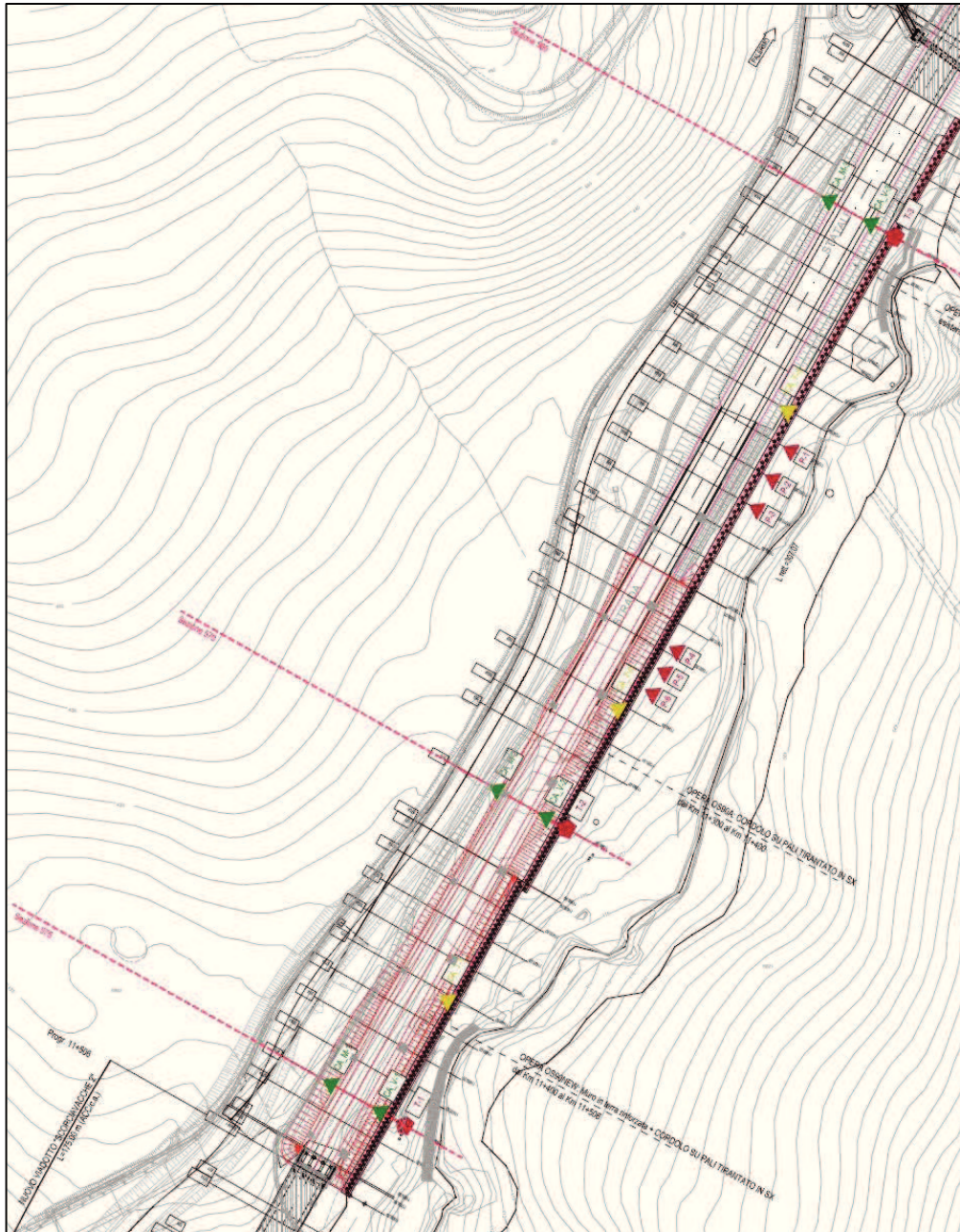


Figura 1. Ubicazioni punti di monitoraggio (la legenda delle sigle indicate è riportata nel testo. N.B.: i punti denominati dalla sigla P-1 ÷ P-6 individuano i tiranti su cui eseguire le prove di carico preliminari).

Si prevede l’installazione dei seguenti monitoraggi:

- lungo la sezione di riferimento 560 si provvederà, prima dell’inizio dei lavori, all’installazione di n. 2 capisaldi topografici sulla superficie sommitale del rilevato, di cui uno a monte (CA_M-3) ed uno a valle (CA_V-3), mediante idonea monumentazione;
- in corrispondenza della trave di coronamento della paratia tirantata in progetto, per ciascuna sezione di riferimento sarà installata una cella di carico sulla testa di un tirante di ancoraggio al fine di poter rilevare nel tempo il tiro effettivamente agente (T-1, T-2, T-3). Un punto di monitoraggio topografico sarà installato in prossimità di ciascuna cella di carico; tali punti di rilievo topografico dovranno essere installati alla conclusione della realizzazione della trave di coronamento, prima della realizzazione del rilevato;
- lungo la trave di coronamento dei pali costituenti la paratia di sostegno saranno inoltre collocati punti di rilievo topografico, la cui installazione sarà da prevedere nelle posizioni indicate in Figura 1 come CA_T-1, CA_T-2, CA_T-3. Tali punti di rilievo topografico dovranno essere installati alla conclusione della realizzazione della trave di coronamento, prima della realizzazione del rilevato;
- ad opera terminata, lungo le sezioni di riferimento 570 e 575, si provvederà all’installazione di capisaldi topografici sulla superficie sommitale del rilevato, di cui uno a monte (CA_M-1, CA_M-2) ed uno a valle (CA_V-1, CA_V-2), mediante idonea monumentazione.

Nella Tabella seguente si riportano le caratteristiche dei punti di monitoraggio previsti.

| ID cluster | Strumento |
|------------|---|
| CA_M-1 | mira topografica su idonea monumentazione |
| CA_M-2 | |
| CA_M-3 | |
| CA_V-1 | |
| CA_V-2 | |
| CA_V-3 | |
| T-1 | mira topografica su trave di coronamento + cella di carico su tirante |
| T-2 | |
| T-E | |
| CA_T-1 | mira topografica su trave di coronamento |
| CA_T-2 | |
| CA_T-3 | |

Il periodo di monitoraggio della strumentazione installata riguarderà la fase di cantiere e proseguirà per 3 anni dalla fine delle lavorazioni.

Le campagne di monitoraggio dovranno essere eseguite su tutta la strumentazione di monitoraggio in modo sostanzialmente sincronizzato e dovranno avvenire secondo il seguente programma:

- lettura di zero da eseguire prima dell'inizio delle lavorazioni per i punti di monitoraggio CA_M-3 e CA_V-3;
- letture durante l'esecuzione dei lavori da eseguire con cadenza mensile, salvo differenti valutazioni connesse allo stato di avanzamento delle lavorazioni, in corrispondenza dei punti di monitoraggio CA_M-3, CA_V-3, T-1, T-2, T-3, CA_T-1, CA_T-2, CA_T-3;
- letture da eseguire a partire dal completamento dei lavori con la seguente cadenza per tutti i punti di monitoraggio previsti:
 - mensile per i primi 6 mesi;
 - trimestrale per i successivi 6 mesi;
 - semestrale per i successivi 24 mesi.

Il programma sopra riportato deve essere considerato indicativo e potrà subire modifiche in funzione dell'esito progressivo dei monitoraggi eseguiti. In particolare, ove ritenuto necessario il sistema di monitoraggio potrà essere opportunamente integrato mediante l'esecuzione di letture in corrispondenza di strumenti/verticali di controllo esistenti (vedi planimetria ubicazione indagini geognostiche) e/o di nuova esecuzione.¹

¹ Si segnala che, al fine di poter verificare l'eventuale presenza di cinematismi a lenta evoluzione che potrebbero interessare il versante retrostante l'opera in progetto (vedi doc. [7]), si è valutata la possibilità di effettuare e di pianificare rilievi satellitari interferometrici, che consentirebbero il monitoraggio del quadro deformativo su vasta scala. Tuttavia tale tecnica di monitoraggio è risultata non applicabile all'area di interesse in quanto le tecnologie attualmente disponibili risultano poco sensibili a spostamenti che si verificano lungo la direzione nord-sud, ipotizzabile come la più probabile nel versante in oggetto.

11 BIBLIOGRAFIA

Stroud, M. (1974) "The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks" in Proceedings of the 2nd European Symposium on Penetration Testing, A. A. Balkema Publishers, Amsterdam.

Bustamante, M. e Doix, B. (1985) "Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés" Bulletin Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, n°140.

Affidamento a Contraente Generale dei “Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotatoria Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 – Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121” - PROGETTO DI RIFACIMENTO DEL RILEVATO SCORCIAVACCHE – DAL KM 11+140 AL KM 11+509

RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO OPERE OS90NEW, OS90A, OS92 - DAL KM 11+140 AL KM 11+509

ALLEGATI DI CALCOLO

Affidamento a Contraente Generale dei “Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotatoria Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 – Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121” - PROGETTO DI RIFACIMENTO DEL RILEVATO SCORCIAVACCHE – DAL KM 11+140 AL KM 11+509

RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO OPERE OS90NEW, OS90A, OS92 - DAL KM 11+140 AL KM 11+509

ALLEGATO 1: VERIFICHE DI STABILITA' TERRA RINFORZATA “OS92”

Le verifiche di stabilità interna dell'opera in terra rinforzata esistente "OS92" sono state compiute con l'ausilio del software all'equilibrio limite Slope/W (Geostudio), adottando il metodo di Morgenstern & Price.

L'analisi è stata condotta in corrispondenza della sezione 560, considerata la più critica nel tratto in esame con riferimento alle verifiche di stabilità interna. Prudenzialmente, non è stata presa in conto l'azione di contenimento fornita dalla paratia di pali e, in particolare, dalla trave di coronamento.

La modalità di ricerca della superficie di rottura a minor fattore di sicurezza è del tipo "Entry & Exit".

Il modello di calcolo adottato è illustrato nella figura sottostante.

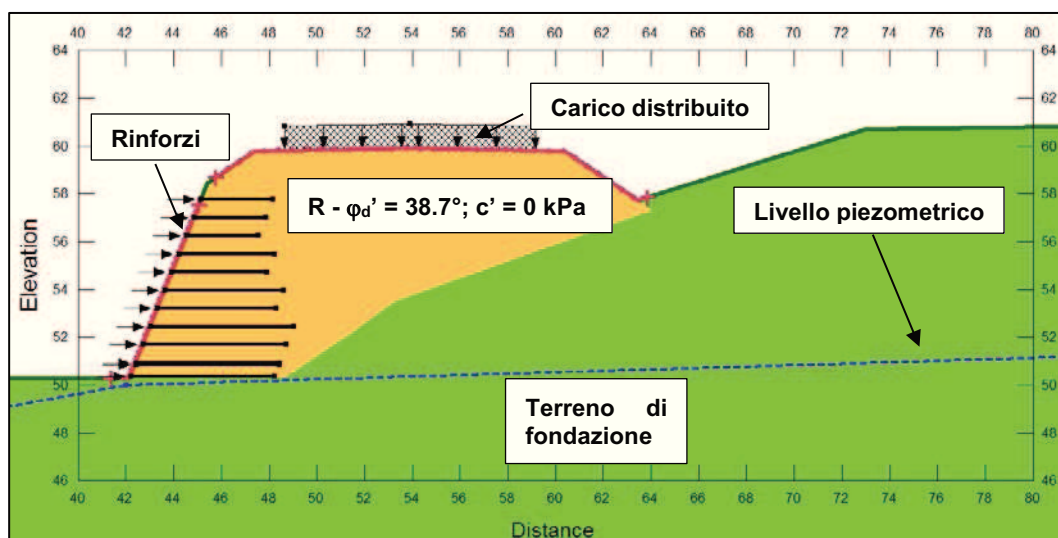


Figura 2. Modello utilizzato per la verifica di stabilità interna dell'opera in terra rinforzata OS92.

Nelle seguenti Figure si riportano i risultati ottenuti sia in campo statico sia in campo sismico. I fattori di sicurezza ottenuti devono essere confrontati con il valore di $\gamma_R = 1.1$ richiesto dalla normativa.

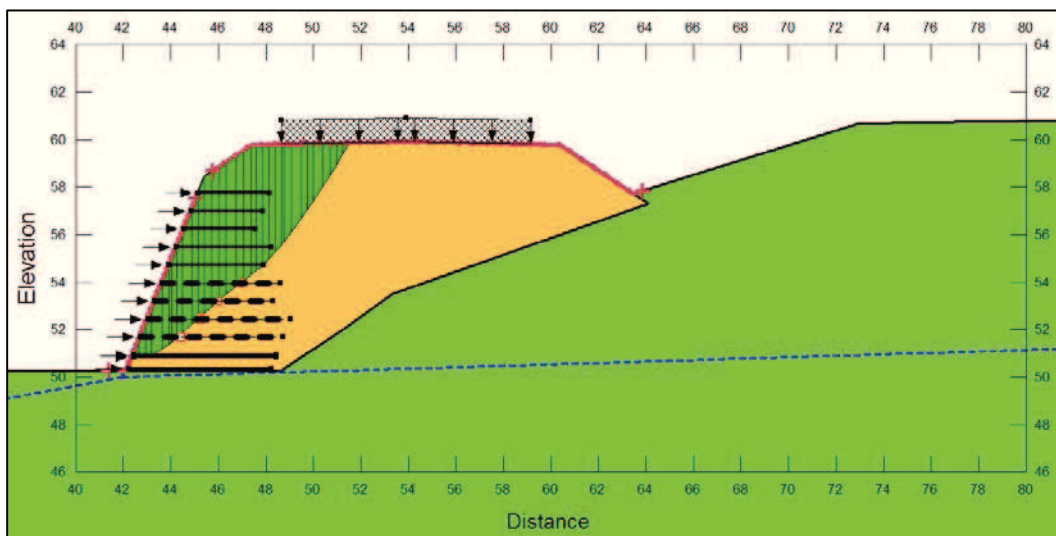


Figura 3. Verifica di stabilità interna dell'opera in terra rinforzata OS92 in campo statico (FS = 1.18).

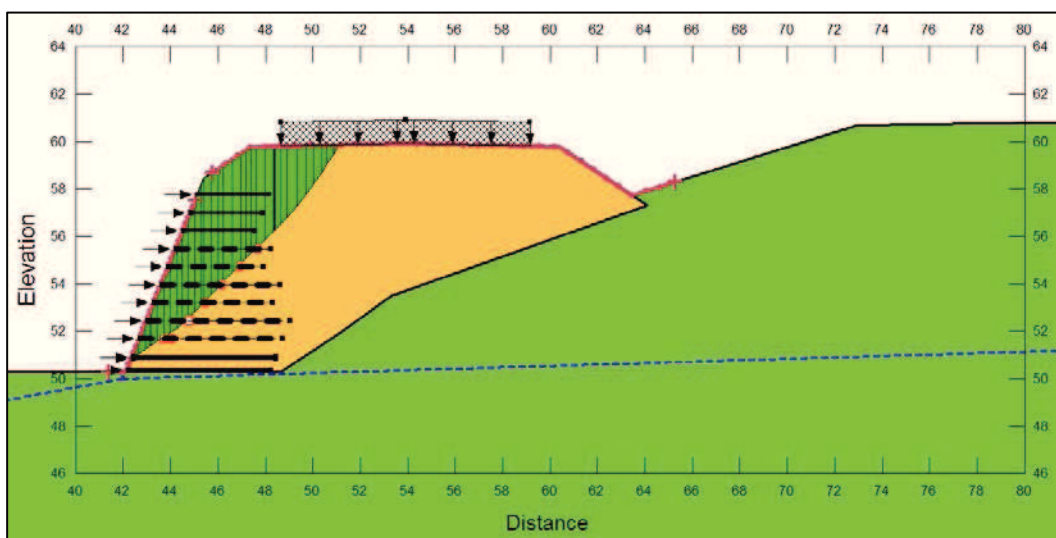


Figura 4. Verifica di stabilità interna dell'opera in terra rinforzata OS92 in campo sismico (FS = 1.19).

Le verifiche di stabilità interna risultano soddisfatte.

Per quanto concerne le verifiche di stabilità globale, le verifiche allo scorrimento, al ribaltamento ed alla capacità portante si rimanda alle modellazioni compiute mediante Plaxis 2D v.8.6 di cui all'ALLEGATO 4.

Affidamento a Contraente Generale dei “Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotatoria Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 – Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121” - PROGETTO DI RIFACIMENTO DEL RILEVATO SCORCIAVACCHE – DAL KM 11+140 AL KM 11+509

RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO OPERE OS90NEW, OS90A, OS92 - DAL KM 11+140 AL KM 11+509

ALLEGATO 2: VERIFICHE DI STABILITA' DEL FIANCO DEL RILEVATO “OS90A”

Le verifiche di stabilità del fianco di valle del rilevato "OS90A" sono state compiute con l'ausilio del software all'equilibrio limite Slope/W (Geostudio), adottando il metodo di Morgenstern & Price. L'analisi è stata condotta in corrispondenza della sezione 570, considerata la più critica nel tratto in esame con riferimento alle verifiche di stabilità interna. Prudenzialmente, non è stata presa in conto l'azione di contenimento fornita dalla paratia di pali e, in particolare, dalla trave di coronamento. La modalità di ricerca della superficie di rottura a minor fattore di sicurezza è del tipo "Entry & Exit". Nelle seguenti Figure si riportano i risultati ottenuti sia in campo statico sia in campo sismico; i fattori di sicurezza ottenuti devono essere confrontati con il valore di $\gamma_R = 1.1$ richiesto dalla normativa. Le verifiche risultano soddisfatte.

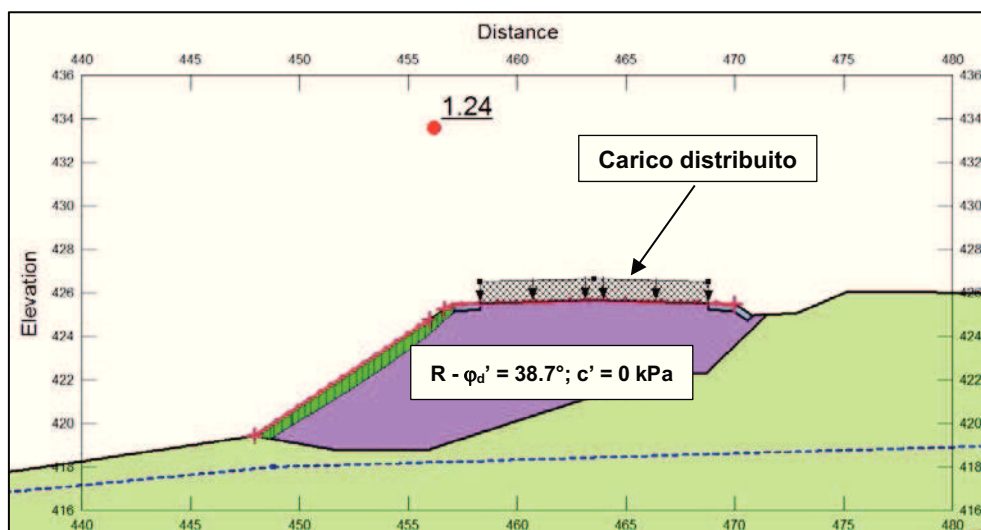


Figura 5. Verifica di stabilità interna del rilevato OS90A in campo statico (FS = 1.24)

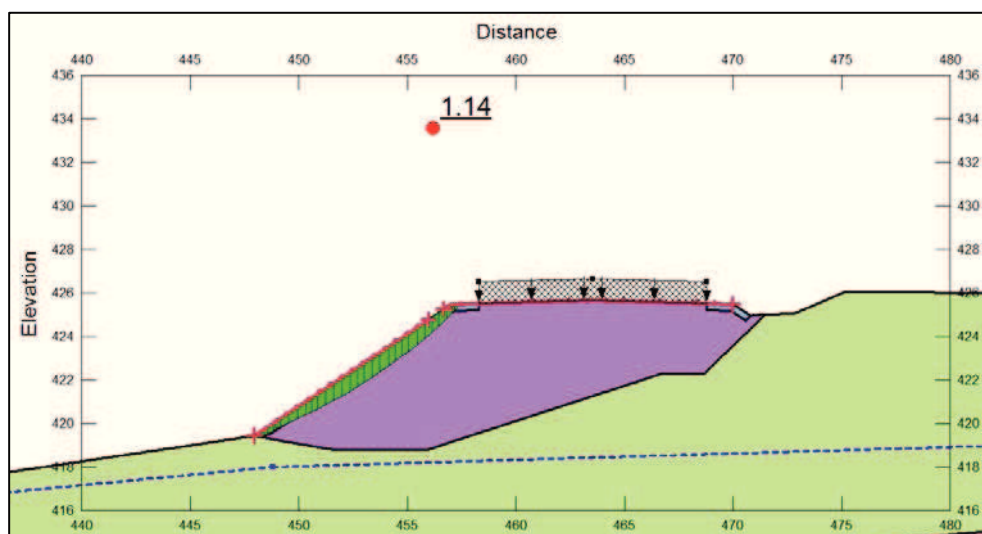


Figura 6. Verifica di stabilità interna del rilevato OS90A in campo sismico (FS = 1.14)

Affidamento a Contraente Generale dei “Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotatoria Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 – Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121” - PROGETTO DI RIFACIMENTO DEL RILEVATO SCORCIAVACCHE – DAL KM 11+140 AL KM 11+509

RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO OPERE OS90NEW, OS90A, OS92 - DAL KM 11+140 AL KM 11+509

ALLEGATO 3: VERIFICHE DI STABILITA' TERRA RINFORZATA “OS90NEW”

Le verifiche di stabilità interna dell'opera in terra rinforzata esistente "OS90NEW" sono state compiute con l'ausilio del software all'equilibrio limite Slope/W (Geostudio), adottando il metodo di Morgenstern & Price.

L'analisi è stata condotta in corrispondenza della sezione 574, considerata la più critica nel tratto in esame con riferimento alle verifiche di stabilità interna. Prudenzialmente, non è stata presa in conto l'azione di contenimento fornita dalla paratia di pali e, in particolare, dalla trave di coronamento.

La modalità di ricerca della superficie di rottura a minor fattore di sicurezza è del tipo "Entry & Exit". Il modello di calcolo adottato è illustrato nella figura sottostante.

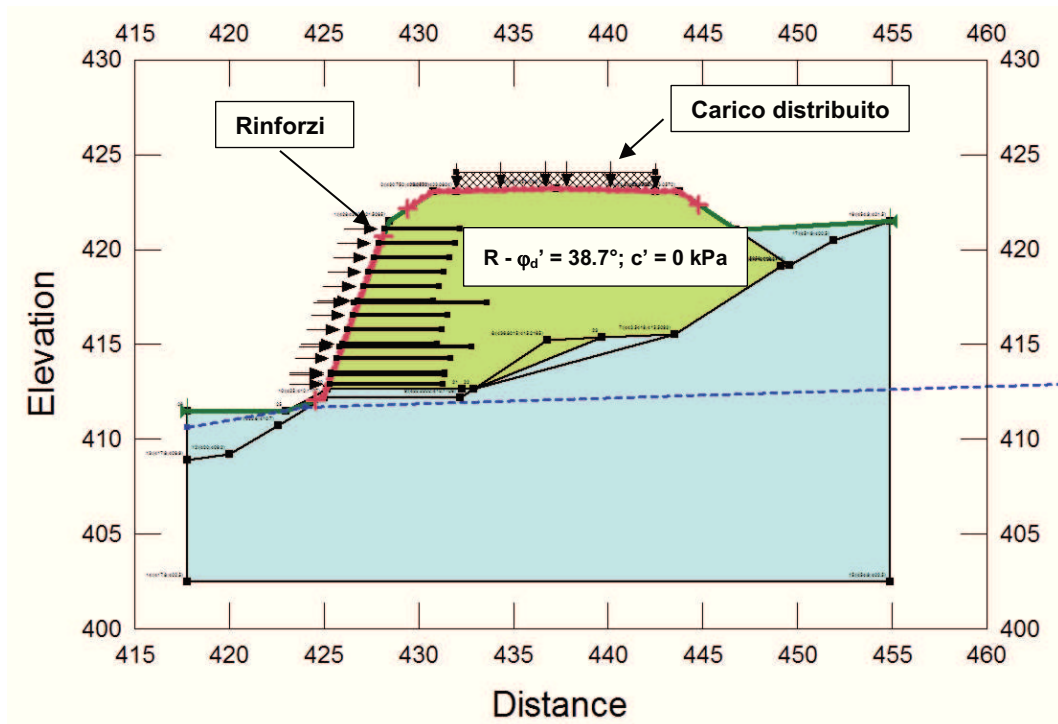


Figura 7. Modello utilizzato per la verifica di stabilità interna dell'opera in terra rinforzata OS90new.

Nelle seguenti Figure si riportano i risultati ottenuti sia in campo statico sia in campo sismico. I fattori di sicurezza ottenuti devono essere confrontati con il valore di $\gamma_R = 1.1$ richiesto dalla normativa.

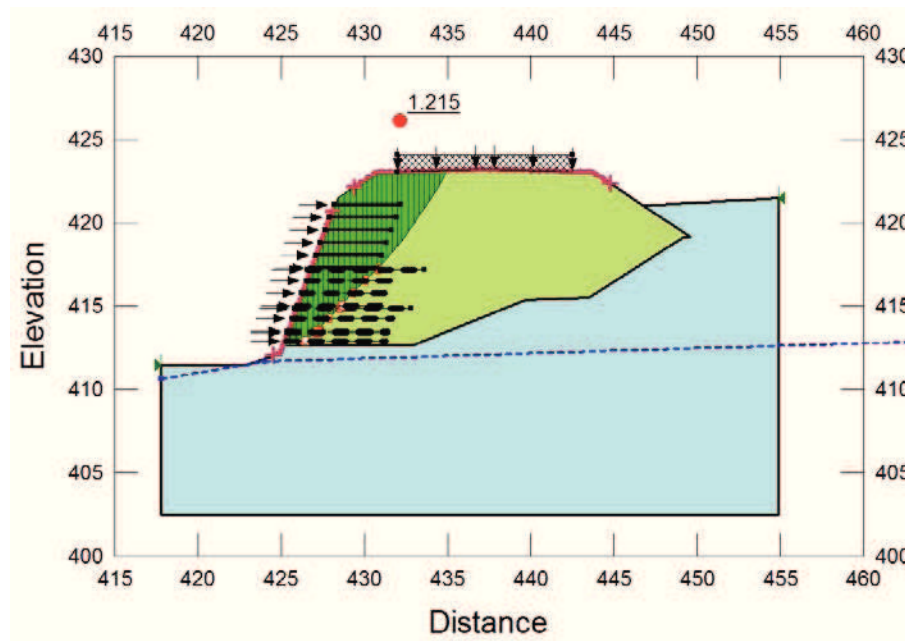


Figura 8. Verifica di stabilità interna dell'opera in terra rinforzata OS90new in campo statico ($FS = 1.21$).

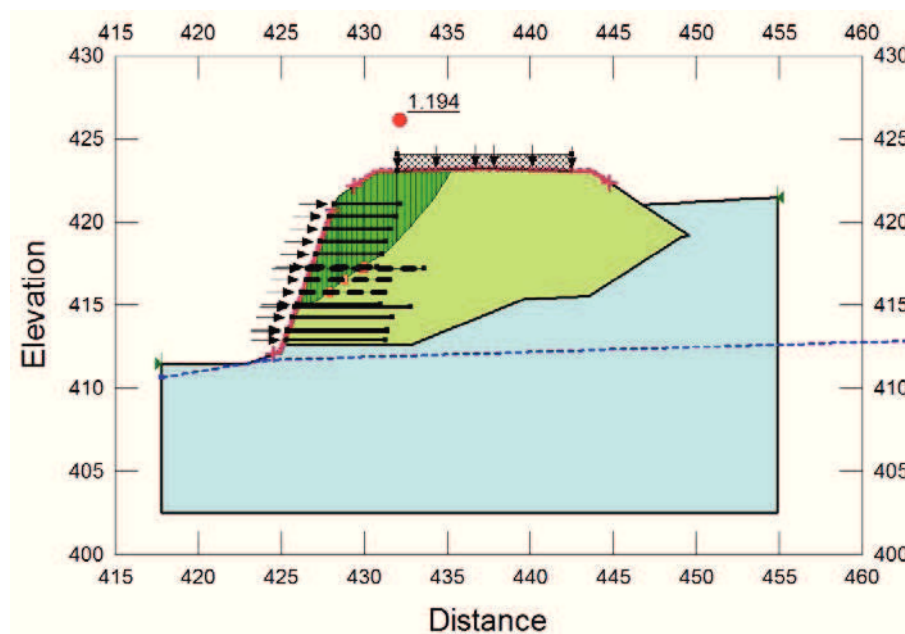


Figura 9. Verifica di stabilità interna dell'opera in terra rinforzata OS90new in campo sismico ($FS = 1.19$).

Le verifiche di stabilità interna risultano soddisfatte.

Per quanto concerne le verifiche di stabilità globale, le verifiche allo scorrimento, al ribaltamento ed alla capacità portante si rimanda alle modellazioni compiute mediante Plaxis 2D v.8.6 di cui all'ALLEGATO 6.

Affidamento a Contraente Generale dei “Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotatoria Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 – Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121” - PROGETTO DI RIFACIMENTO DEL RILEVATO SCORCIAVACCHE – DAL KM 11+140 AL KM 11+509

RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO OPERE OS90NEW, OS90A, OS92 - DAL KM 11+140 AL KM 11+509

ALLEGATO 4: VERIFICHE DI STABILITA' PARATIA TIRANTATA “OS92”

Le verifiche di stabilità globale, ribaltamento, scorrimento e capacità portante del complesso di opere “OS-92” sono state compiute con l’ausilio del software FEM Plaxis 2D.

Le analisi sono state condotte in corrispondenza della sezione 560, considerata la più critica nel tratto in esame con riferimento alle verifiche sopraccitate.

Le verifiche sono state effettuate con riferimento all’Approccio 1, Combinazione 2 (GEO) (A2+M2+R2). Al fine di simulare in maniera realistica l’interazione tra il terreno e le strutture sono stati utilizzati i parametri caratteristici dei terreni, mirando ad un fattore di sicurezza globale pari a

$$1.25 \times 1.1 = 1.375$$

Tutte le unità sono state modellizzate mediante legame costitutivo elasto-plastico e criterio di rottura alla Mohr-Coulomb.

Nelle Figure sottostanti si riporta la definizione della sezione utilizzata per il modello di calcolo in Plaxis 2D.

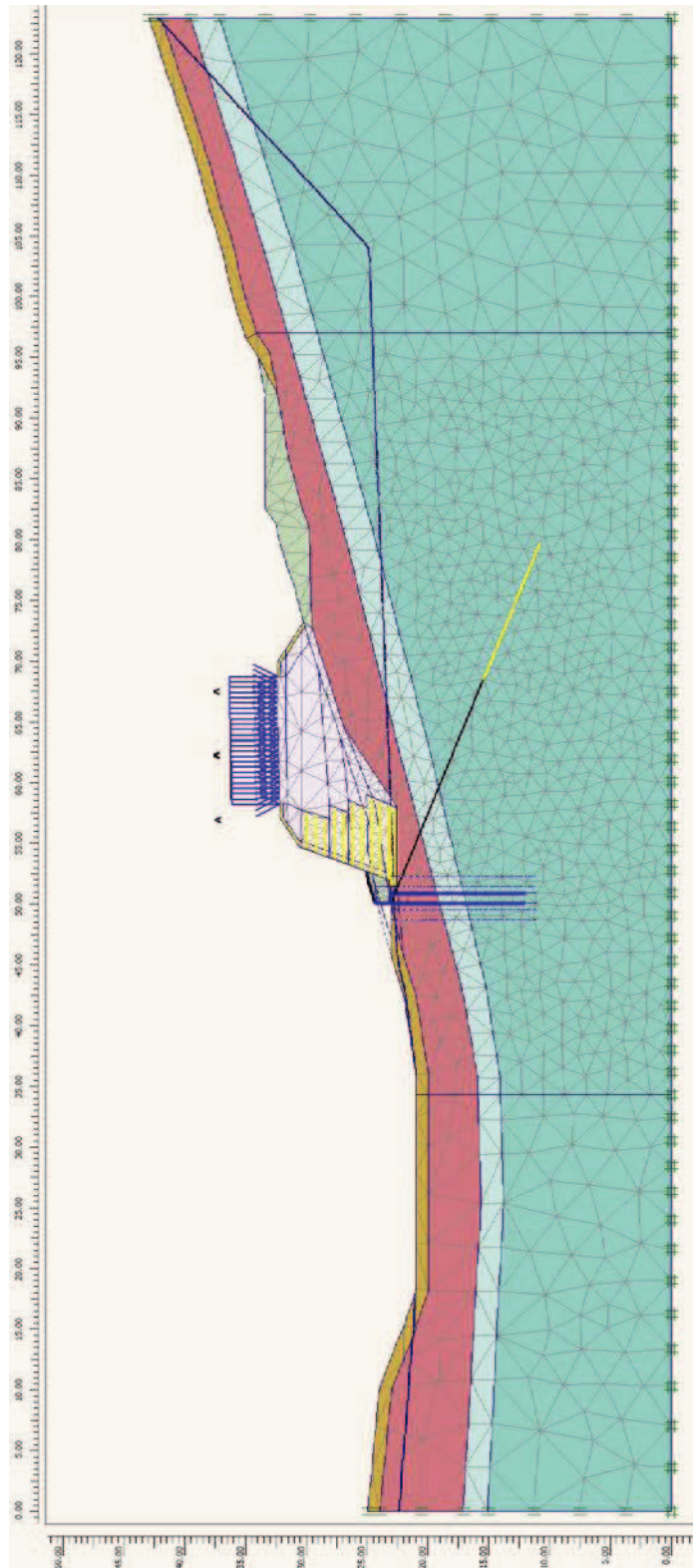


Figura 10. Modello generale agli elementi finiti in Plaxis 2D v8.6. Sezione 560.

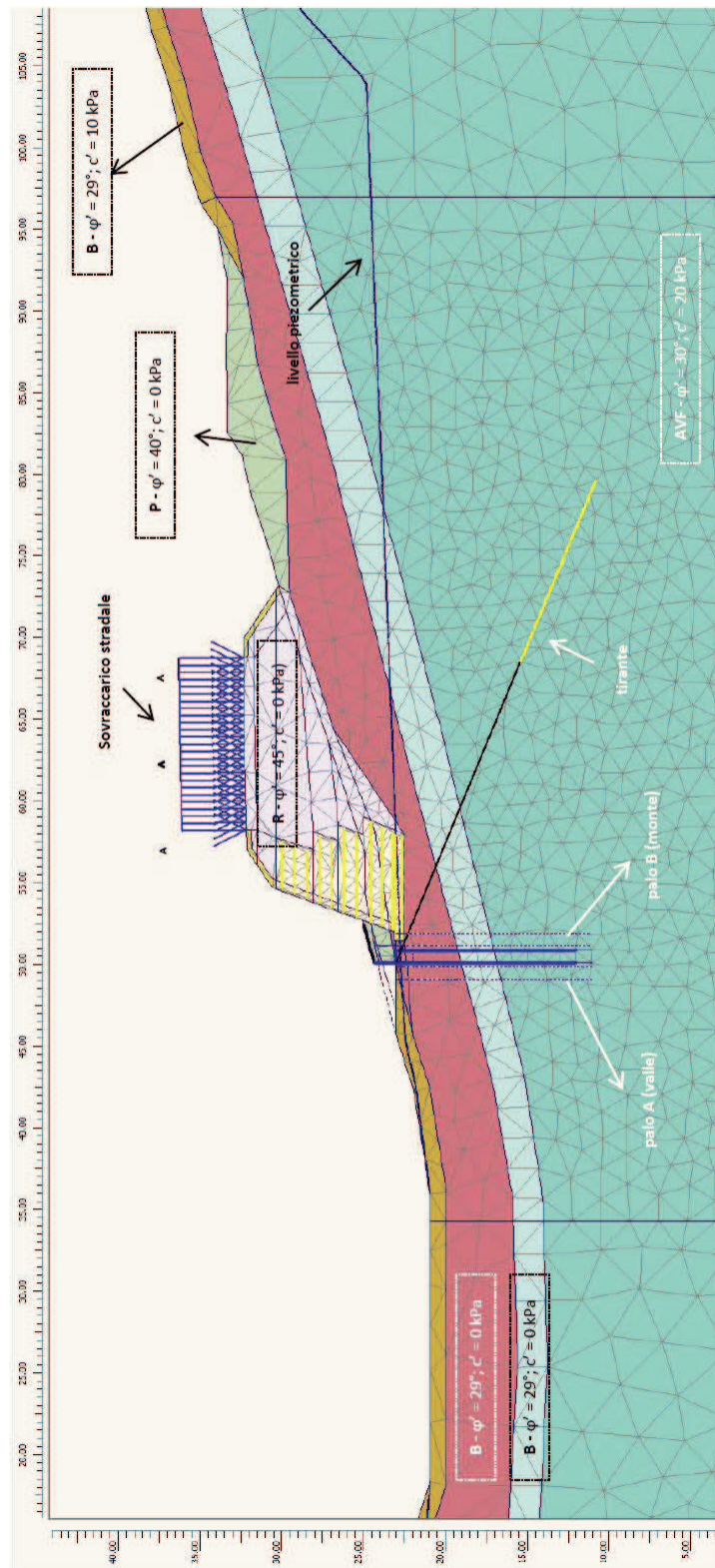


Figura 11. Modello generale agli elementi finiti in Plaxis 2D v8.6. Sezione 560. Definizione delle unità stratigrafico-geotecniche, dettaglio.

Le verifiche sono state eseguite simulando le singole fasi realizzative delle opere previste in progetto.

Dopo aver definito la geometria iniziale del pendio e la superficie piezometrica iniziale in fase di input, sono state generate le tensioni iniziali mediante la procedura di “Gravity loading” (generazione delle tensioni iniziali per incremento della gravità), normalmente utilizzata per modelli in cui il campo tensionale iniziale risulta non in condizioni geostatiche, adottando specifici set di parametri per i materiali caratterizzati da:

$$v = \frac{K_0}{1 + K_0}$$

Successivamente sono state definite le diverse fasi di calcolo corrispondenti alle fasi costruttive, che, in estrema sintesi, prevedono:

- Macrofase 1: Realizzazione del rilevato secondo le caratteristiche originarie di progetto
- Macrofase 2: Realizzazione delle opere di sostegno e di consolidamento del pendio (paratia di pali tirantata e dreni suborizzontali)
- Macrofase 3: Applicazione del sovraccarico stradale
- Valutazione del fattore di sicurezza globale in campo statico
- Valutazione del fattore di sicurezza globale in campo sismico con metodo pseudostatico.

I singoli step di realizzazione delle opere sono stati simulati mediante fasi di “Plastic Analysis”, vale a dire di analisi che consentono il calcolo delle deformazioni elasto-plastiche in condizioni drenate.

Le verifiche di stabilità sono state eseguite mediante fasi successive alle Plastic Analysis di interesse attraverso la tecnica di calcolo denominata “Phi-c reduction”, che consente di calcolare il fattore di sicurezza globale mediante una riduzione progressiva dei parametri di resistenza.

Al termine della realizzazione del rilevato stradale sono state eseguite verifiche di lungo termine sia in campo statico sia in campo sismico con metodo pseudostatico.

Nelle Figure sottostanti si riportano i risultati delle verifiche di stabilità di lungo termine in condizioni drenate in campo statico ed in campo sismico, indicando in didascalia i fattori di sicurezza ottenuti.

Le verifiche risultano essere soddisfatte.

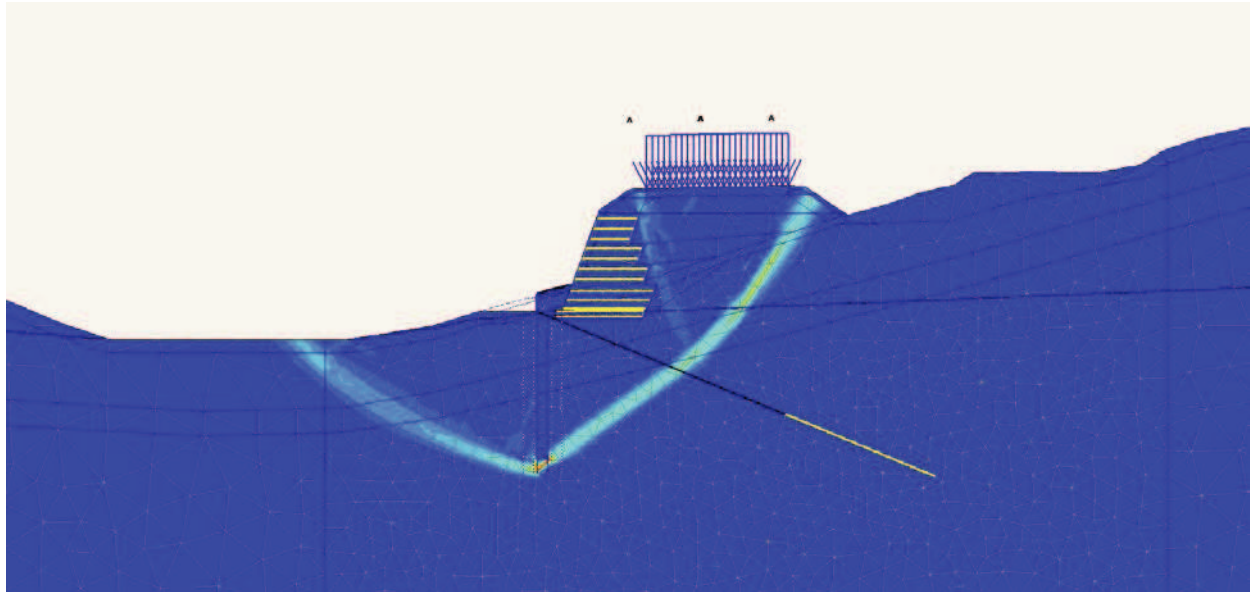


Figura 12. Verifica di stabilità globale di lungo termine in campo statico ($FS \approx 1.71$, rappresentazione degli "incremental shear strain" in fase di ϕ , c reduction).

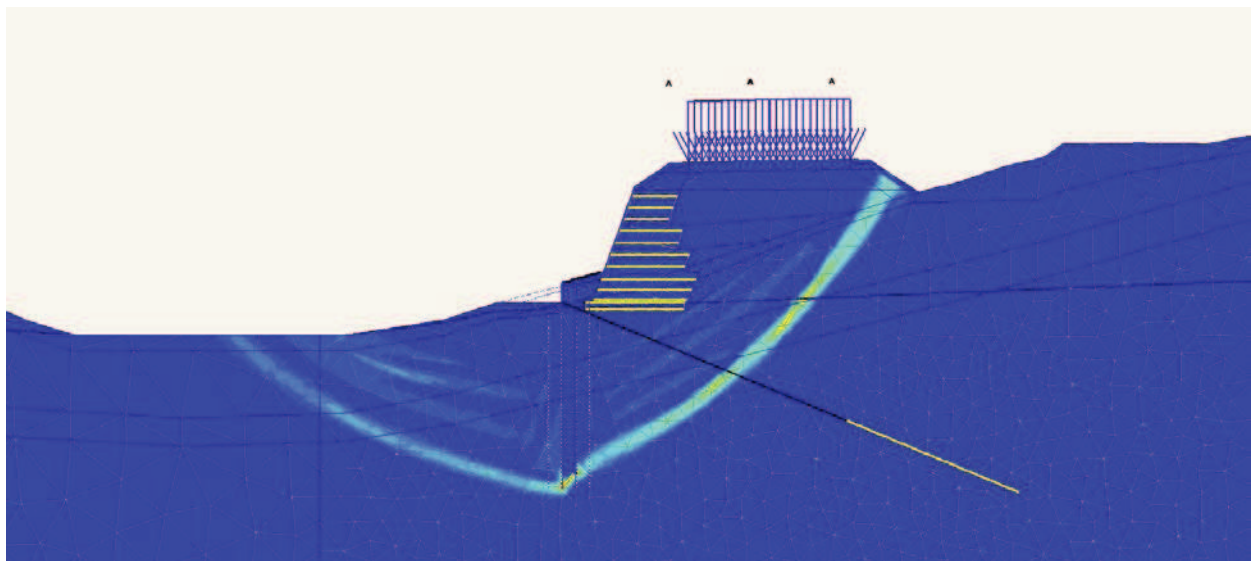


Figura 13. Verifica di stabilità globale di lungo termine in campo sismico ($FS \approx 1.46$; rappresentazione degli "incremental shear strain" in fase di ϕ , c reduction).

Il modello di calcolo implementato in Plaxis per le verifiche di stabilità globale consente di considerare anche possibili cinematismi di scorrimento e ribaltamento del manufatto, nonché cinematismi legati al superamento della capacità portante del terreno di fondazione. I risultati ottenuti, pertanto, consentono di ritenere soddisfatte anche tali tipologie di verifica, richieste dalla normativa.

Si sottolinea a margine che la stabilità delle porzioni di terreno collocate a valle della paratia di pali dovrà essere garantita anche mediante gli interventi di sistemazione idraulica previsti in progetto, che dovranno impedire/limitare potenziali fenomeni erosivi consolidando opportunamente gli strati spondali più superficiali.

Per quanto concerne le verifiche strutturali della paratia di pali, da eseguirsi secondo la Combinazione 1 Approccio 1 (STR) (A1 + M1 + R1), nelle sottostanti figure si riportano:

- le sollecitazioni M, N e T calcolate in campo statico e moltiplicate per un coefficiente di sicurezza parziale pari a 1.3 (nelle verifiche il sovraccarico stradale è stato moltiplicato per un fattore pari a 1.5);
- le sollecitazioni M, N e T calcolate in campo sismico (in questo caso senza ulteriori amplificazioni).

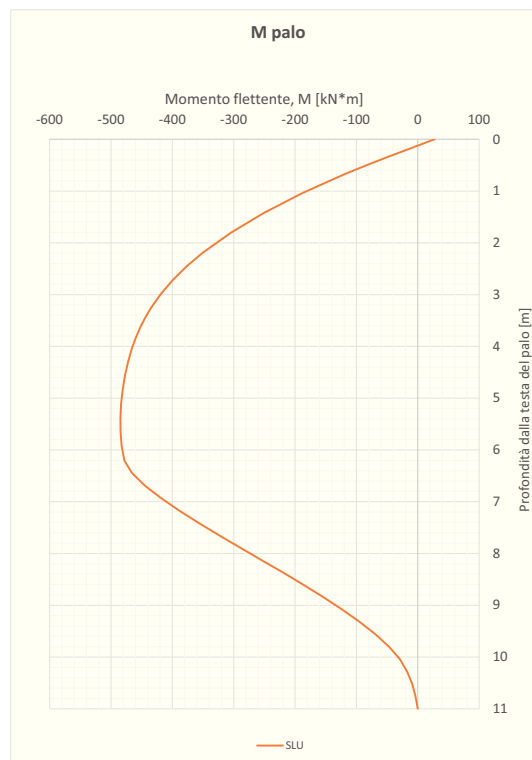


Figura 14. Palo di valle. Momenti flettenti in campo statico (SLU-STR).

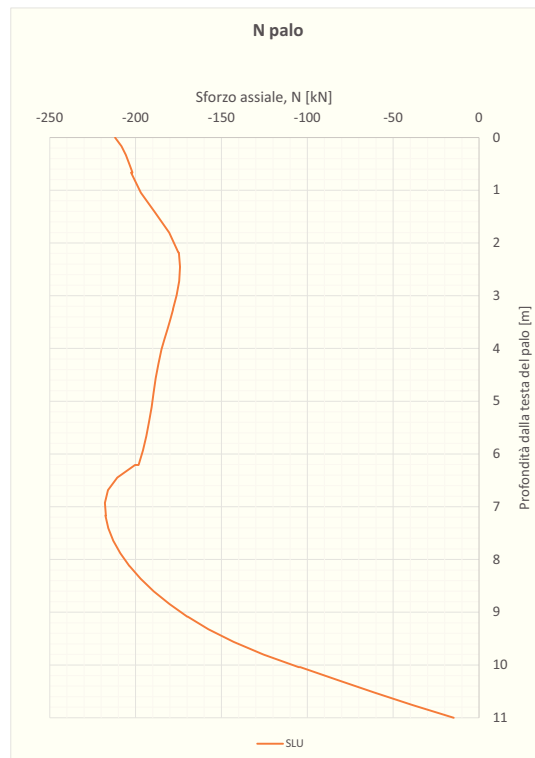


Figura 15. Palo di valle. Sforzo assiale in campo statico (SLU-STR).

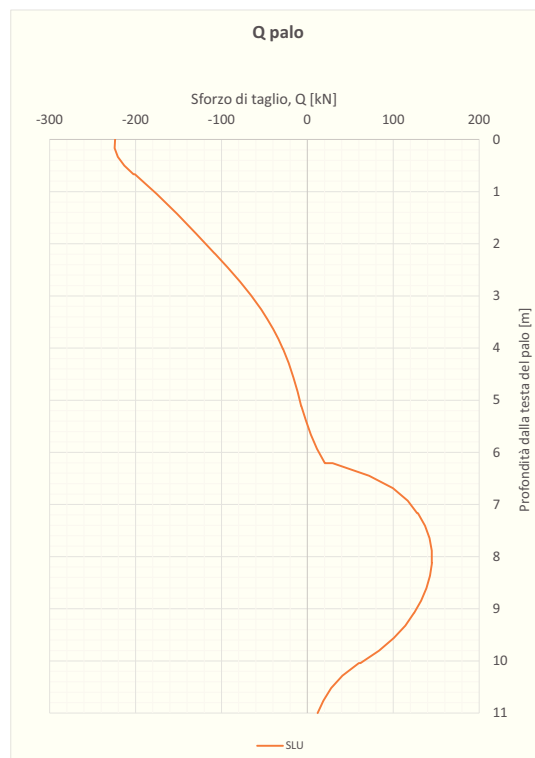


Figura 16. Palo di valle. Azione di taglio in campo statico (SLU-STR).

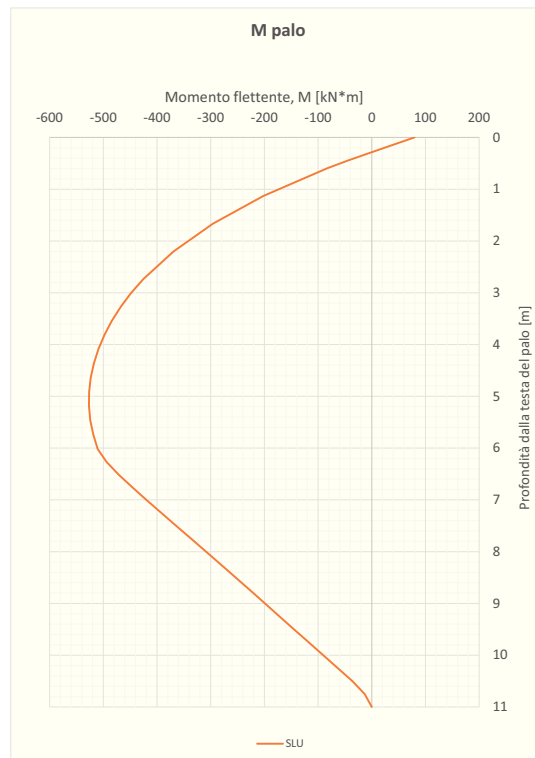


Figura 17. Palo di monte. Momenti flettenti in campo statico (SLU-STR).

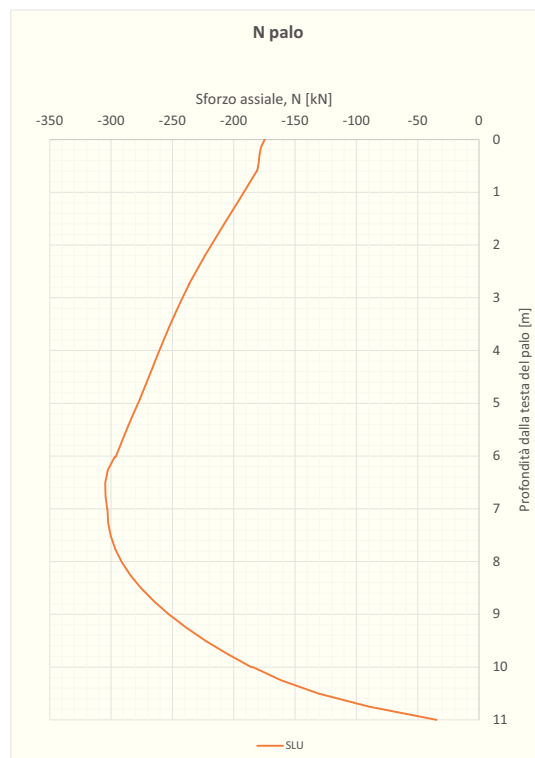


Figura 18. Palo di monte. Sforzo assiale in campo statico (SLU-STR).

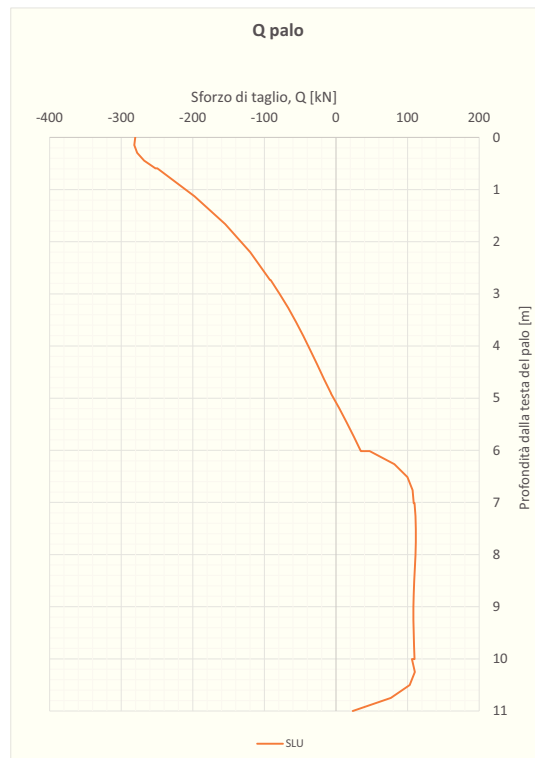


Figura 19. Palo di monte. Azione di taglio in campo statico (SLU-STR).

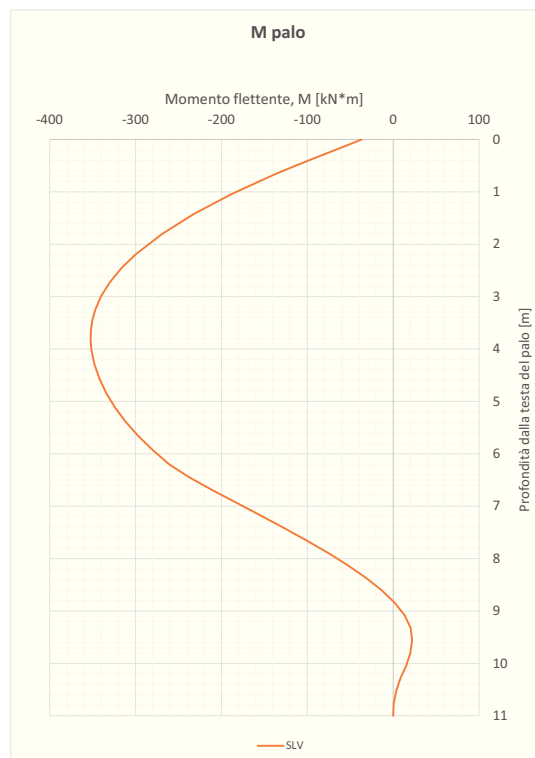


Figura 20. Palo di valle. Momenti flettenti in campo sismico (SLV).

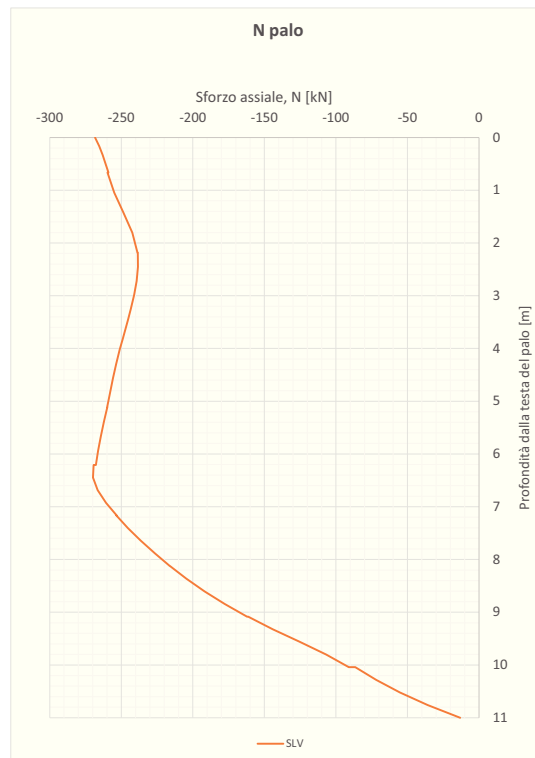


Figura 21. Palo di valle. Sforzo assiale in campo sismico (SLV).

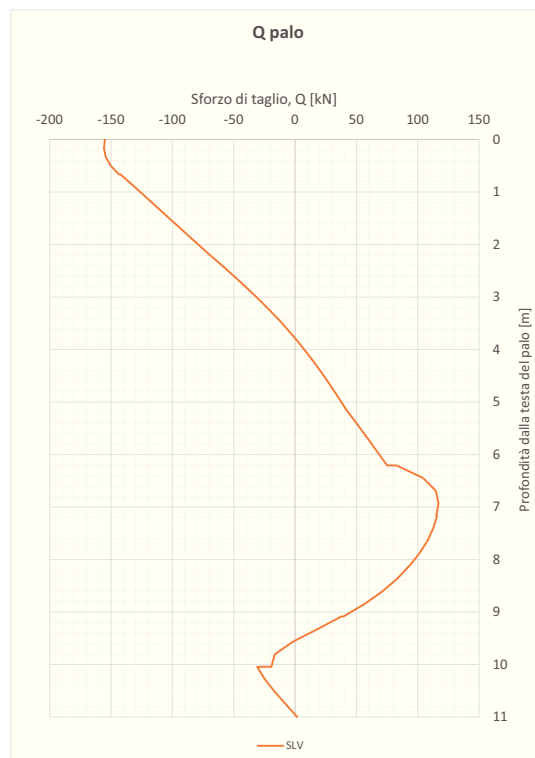


Figura 22. Palo di valle. Azione di taglio in campo sismico (SLV).

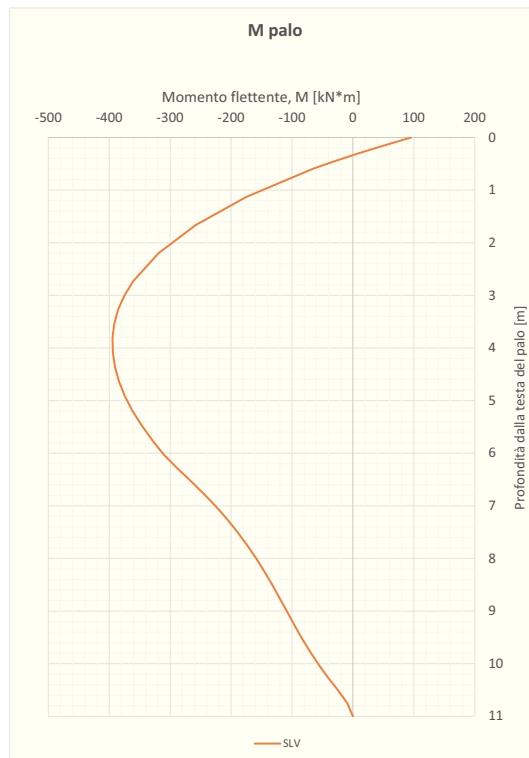


Figura 23. Palo di monte. Momenti flettenti in campo sismico (SLV).

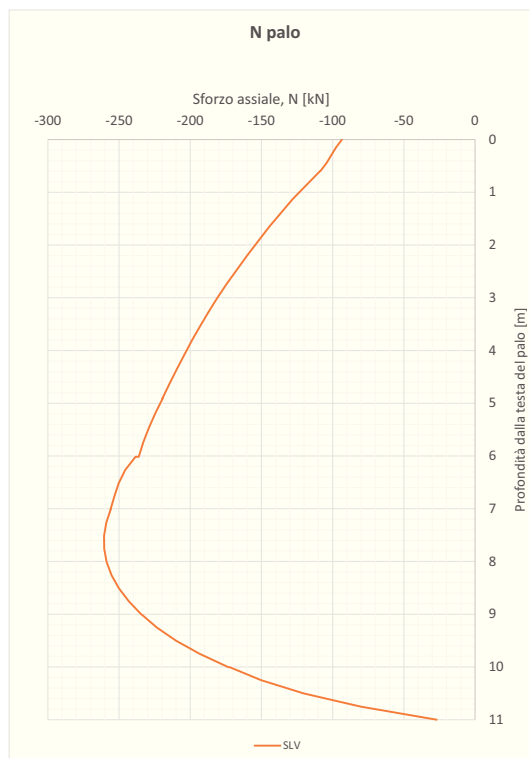


Figura 24. Palo di monte. Sforzo assiale in campo sismico (SLV).

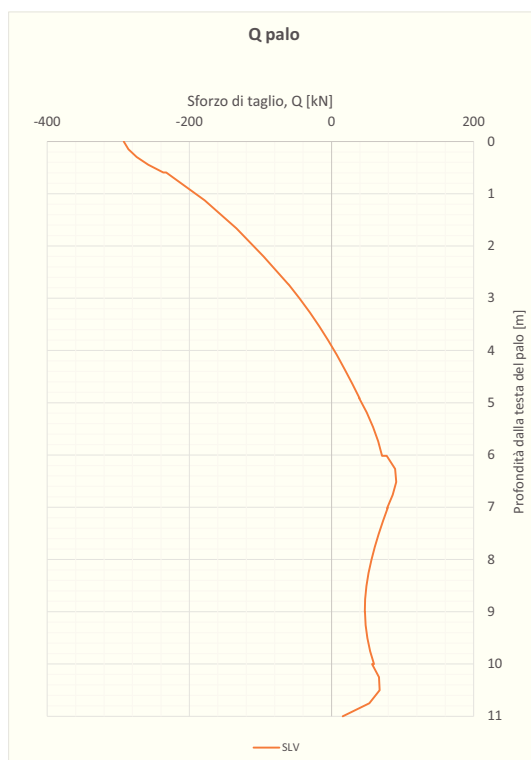


Figura 25. Palo di monte. Azione di taglio in campo sismico (SLV).

Per il dimensionamento strutturale dei pali, effettuato sulla base dei risultati sopra riportati e del valore di resistenza richiesto al fine di ottenere un margine di sicurezza adeguato nei confronti della stabilità globale del complesso terreno-opera di sostegno con riferimento a quanto previsto dalla normativa vigente, si rimanda alla relazione di calcolo strutturale.

Con riferimento alla verifica di sfilamento del bulbo di ancoraggio dei tiranti, il valore di calcolo della resistenza a sfilamento ($R_{a,c}$) è stato calcolato mediante la relazione proposta da Bustamante e Doix (1985):

$$R_{a,c} = L_b \cdot D_s \cdot \pi \cdot \tau_{LIM}$$

dove:

L_b = lunghezza del bulbo di fondazione;

D_s = diametro del bulbo di ancoraggio, ottenuto a partire dal diametro di perforazione (D) tramite la relazione:

$$D_s = \alpha \cdot D$$

in cui:

α = coefficiente di sbulbatura, ricavabile da Bustamante e Doix (1985);

τ_{LIM} = valore limite della resistenza tangenziale all'interfaccia malta-terreno, ricavabile dagli abachi di Bustamante e Doix (1985).

A partire dai valori di coesione non drenata (c_u) ottenuti dalle prove di laboratorio eseguite sui campioni di terreno prelevato alla profondità di ancoraggio dei tiranti (vedi Relazione Geotecnica), mediante la correlazione proposta da Stroud (1974) è stato stimato un valore di N_{SPT} rappresentativo del materiale pari a 32, adottando un coefficiente di correlazione pari a 5.5.

Con riferimento a tale valore di N_{SPT} ed alle relazioni proposte da Bustamante & Doix (1985) per tiranti ad iniezione ripetuta e selettiva realizzati in limi o argille, è stato possibile stimare un valore della resistenza di interfaccia terreno/bulbo di fondazione (τ_{LIM}) pari a 270 kPa.

Sulla base delle caratteristiche geometriche dei tiranti in progetto riportate nel Paragrafo 5.2 ed assumendo prudenzialmente un coefficiente di sbulbatura (α) pari ad 1.2 (Bustamante & Doix, 1985), è stato calcolato un valore di resistenza a sfilamento dell'ancoraggio ($R_{a,c}$) pari a 2443 kN.

Con riferimento a quanto prescritto dalla Normativa vigente (NTC 2008 §6.6.2), il valore caratteristico della resistenza a sfilamento dell'ancoraggio (R_{ak}) è il minore dei valori derivanti dall'applicazione dei fattori di correlazione ξ_{a3} e ξ_{a4} rispettivamente al valor medio ed al valor minimo delle resistenze $R_{a,c}$ ottenute dal calcolo:

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{\text{medio}}}{\xi_{a3}}, \frac{(R_{a,c})_{\text{min}}}{\xi_{a4}} \right\}$$

Nel caso in esame è stato adottato cautelativamente il valore massimo dei fattori di correlazione proposti dalla normativa ($\xi_{a3} = \xi_{a4} = 1.8$). Il valore caratteristico di resistenza allo sfilamento calcolato risulta pertanto pari a 1357 kN.

Infine, sulla base di quanto prescritto dalla Normativa vigente (NTC 2008 §6.6.2), si può affermare che la verifica risulta superata nel momento in cui è soddisfatta la relazione:

$$E_d \leq R_{a,d}$$

dove:

$R_{a,d}$ = valore di progetto della resistenza a sfilamento dell'ancoraggio.

E_d = forza di esercizio di progetto agente nel tirante.

I valori di $R_{a,d}$ ed E_d sono stati definiti con riferimento alla combinazione A1+M1+R3 proposta dalla normativa vigente (NTC 2008 §6.6.2), applicando alle azioni (E_k) ed alla resistenza (R_{ak}) caratteristiche rispettivamente i coefficienti parziali di sicurezza $\gamma_G = 1$ (campo sismico) - 1.3 (campo statico) e $\gamma_{Ra,p} = 1.2$.

Nelle Tabelle sottostanti sono indicati i risultati delle verifiche a sfilamento dell'ancoraggio dei tiranti previsti in progetto in condizioni statiche e sismiche.

Tabella 7 Verifiche a sfilamento dell'ancoraggio dei tiranti previsti in progetto in condizioni statiche.

| Lunghezza bulbo di ancoraggio (L_b) [m] | n° di trefoli | Forza di esercizio caratteristica (E_k) [kN] | Forza di esercizio di progetto (E_d) [kN] | Resistenza a sfilamento dell'ancoraggio (R_{ad}) [kN] | Verifica |
|--|---------------|---|--|--|-----------------|
| 12 | 6 | 490 | 637 | 1131 | SUPERATA |

Tabella 8 Verifiche a sfilamento dell'ancoraggio dei tiranti previsti in progetto in condizioni sismiche.

| Lunghezza bulbo di ancoraggio (L_b) [m] | n° di trefoli | Forza di esercizio caratteristica (E_k) [kN] | Forza di esercizio di progetto (E_d) [kN] | Resistenza a sfilamento dell'ancoraggio (R_{ad}) [kN] | Verifica |
|--|---------------|---|--|--|-----------------|
| 12 | 6 | 608 | 608 | 1131 | SUPERATA |

Sulla base dei risultati ottenuti, è possibile affermare che le verifiche di resistenza allo sfilamento ed alla rottura dei tiranti sono soddisfatte.

Affidamento a Contraente Generale dei “Lavori di ammodernamento del tratto Palermo - Lercara Friddi, lotto funzionale dal km 14,4 (km. 0,0 del Lotto 2) compreso il tratto di raccordo della rotatoria Bolognetta, al km 48,0 (km. 33,6 del Lotto 2 – Svincolo Manganaro incluso) compresi i raccordi con le attuali SS n.189 e SS n.121” - PROGETTO DI RIFACIMENTO DEL RILEVATO SCORCIAVACCHE – DAL KM 11+140 AL KM 11+509

RELAZIONE DESCRITTIVA E DI CALCOLO OPERE OS90NEW, OS90A, OS92 - DAL KM 11+140 AL KM 11+509

ALLEGATO 5: VERIFICHE DI STABILITA' PARATIA TIRANTATA “OS90A”

Le verifiche di stabilità globale del complesso di opere “OS90A” sono state compiute con l’ausilio del software FEM Plaxis 2D.

Le analisi sono state condotte in corrispondenza della sezione 570, considerata la più critica nel tratto in esame con riferimento alle verifiche sopraccitate.

Le verifiche sono state effettuate con riferimento all’Approccio 1, Combinazione 2 (GEO) (A2+M2+R2). Al fine di simulare in maniera realistica l’interazione tra il terreno e le strutture sono stati utilizzati i parametri caratteristici dei terreni, mirando ad un fattore di sicurezza globale pari a

$$1.25 \times 1.1 = 1.375$$

Tutte le unità sono state modellizzate mediante legame costitutivo elasto-plastico e criterio di rottura alla Mohr-Coulomb. Gli strati interessati (o potenzialmente interessati) dalla presenza di bande di taglio sono stati simulati mediante regioni con caratteristiche di resistenza ridotte (vedi parametri delle formazioni B_res_1 e B_res_2).

Nelle Figure sottostanti si riporta la definizione della sezione utilizzata per il modello di calcolo in Plaxis 2D.

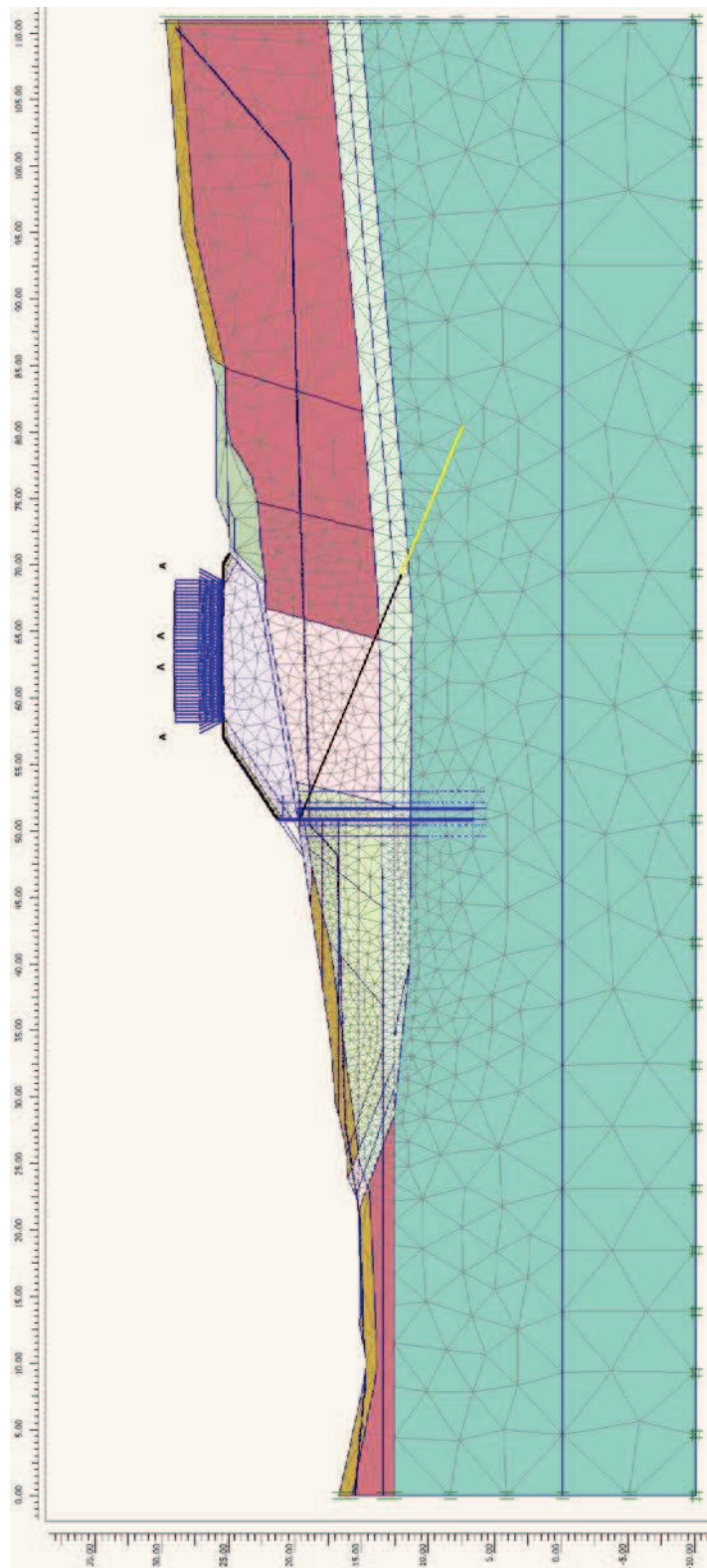


Figura 26. Modello generale agli elementi finiti in Plaxis 2D v8.6. Sezione 570.

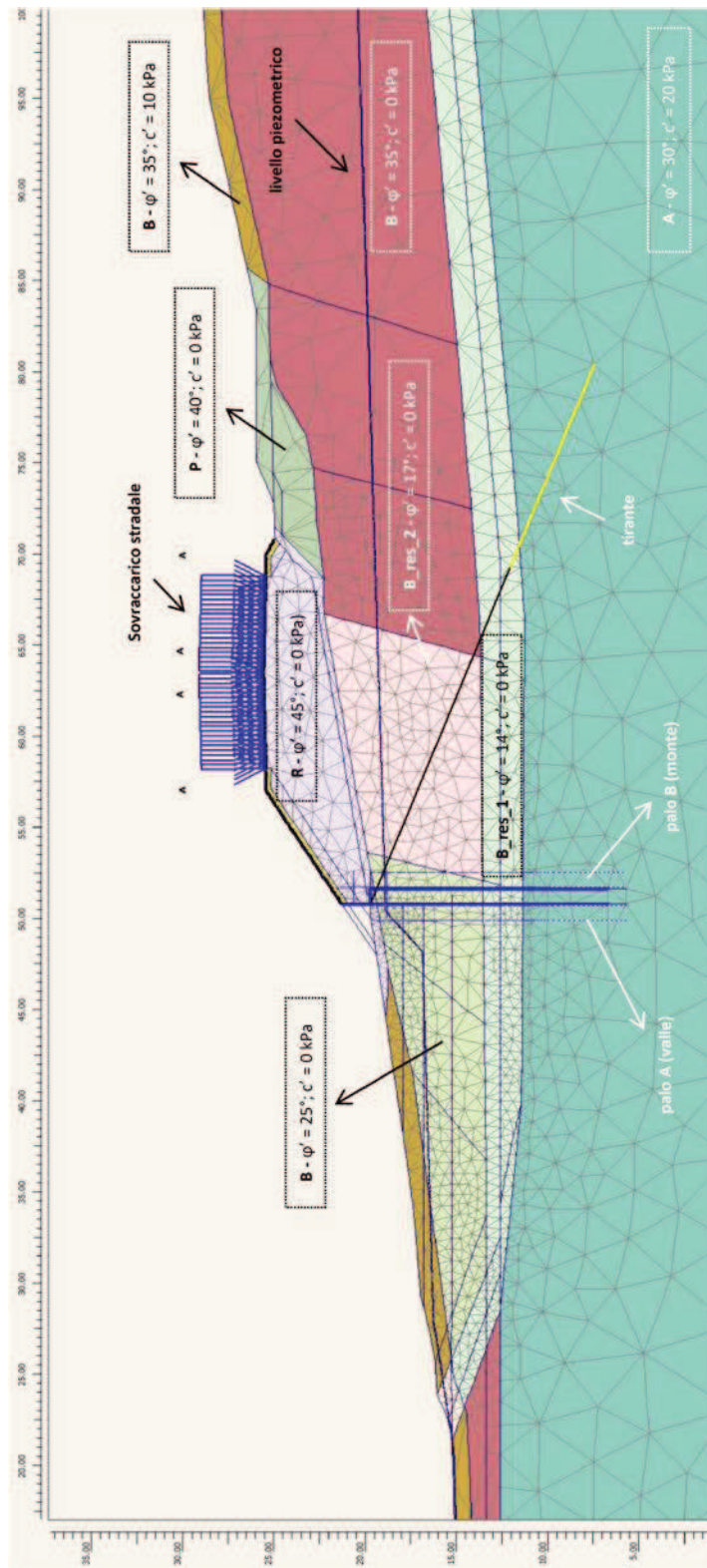


Figura 27. Modello generale agli elementi finiti in Plaxis 2D v8.6. Sezione 570. Definizione delle unità stratigrafico-geotecniche, dettaglio.

Le verifiche sono state eseguite simulando le singole fasi realizzative delle opere previste in progetto.

Dopo aver definito la geometria iniziale del pendio e la superficie piezometrica iniziale in fase di input, sono state generate le tensioni iniziali mediante la procedura di “Gravity loading” (generazione delle tensioni iniziali per incremento della gravità), normalmente utilizzata per modelli in cui il campo tensionale iniziale risulta non in condizioni geostatiche, adottando specifici set di parametri per i materiali caratterizzati da:

$$v = \frac{K_0}{1 + K_0}$$

Successivamente sono state definite le diverse fasi di calcolo corrispondenti alle fasi costruttive, che, in estrema sintesi, prevedono:

- Macrofase 1: Realizzazione del rilevato secondo le caratteristiche originarie di progetto
- Macrofase 2: Smantellamento del rilevato realizzato secondo le originarie caratteristiche di progetto (a seguito del dissesto)
- Macrofase 3: Realizzazione delle opere di sostegno e di consolidamento del pendio (paratia di pali tirantata e dreni suborizzontali)
- Macrofase 4: Nuova realizzazione del rilevato ed applicazione del sovraccarico stradale
- Valutazione del fattore di sicurezza globale in campo statico
- Valutazione del fattore di sicurezza globale in campo sismico con metodo pseudostatico.

I singoli step di realizzazione delle opere sono stati simulati mediante fasi di “Plastic Analysis”, vale a dire di analisi che consentono il calcolo delle deformazioni elasto-plastiche in condizioni drenate.

Le verifiche di stabilità sono state eseguite mediante fasi successive alle Plastic Analysis di interesse attraverso la tecnica di calcolo denominata “Phi-c reduction”, che consente di calcolare il fattore di sicurezza globale mediante una riduzione progressiva dei parametri di resistenza.

Al termine della realizzazione del rilevato stradale sono state eseguite verifiche di lungo termine sia in campo statico sia in campo sismico con metodo pseudostatico.

Nelle Figure sottostanti si riportano i risultati delle verifiche di stabilità di lungo termine in condizioni drenate in campo statico ed in campo sismico, indicando in didascalia i fattori di sicurezza ottenuti.

Le verifiche risultano essere soddisfatte.

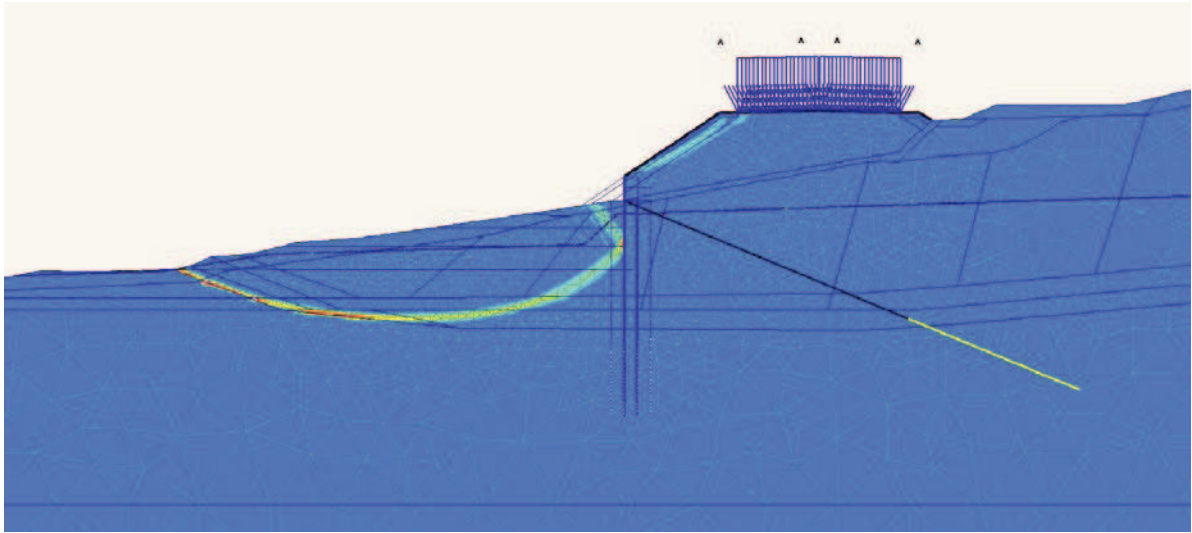


Figura 28. Verifica di stabilità globale di lungo termine in campo statico ($FS \approx 1.74$, rappresentazione degli "incremental shear strain" in fase di ϕ , c reduction). Nel caso in esame le superfici di scorrimento più critiche individuate dal software non sono quelle che intersecano le opere di sostegno, cui possono essere associati valori del fattore di sicurezza superiori 1.74.

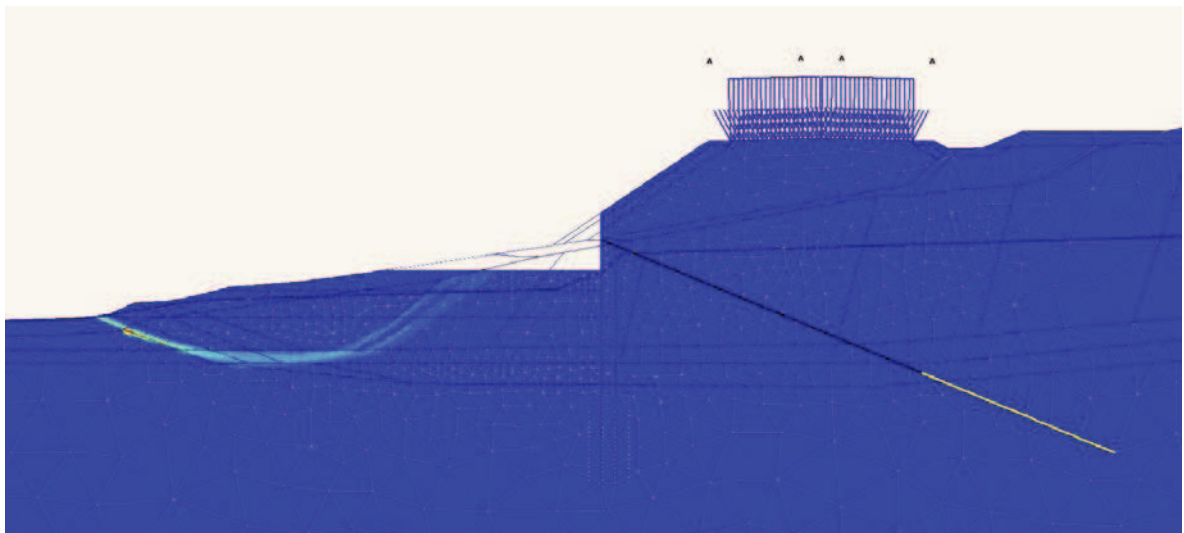


Figura 29. Verifica di stabilità globale di lungo termine in campo sismico ($FS \approx 1.40$; rappresentazione degli "incremental shear strain" in fase di ϕ , c reduction). Nel caso in esame le superfici di scorrimento più critiche individuate dal software non sono quelle che intersecano le opere di sostegno, cui possono essere associati valori del fattore di sicurezza superiori 1.40.

Si sottolinea a margine che la stabilità delle porzioni di terreno collocate a valle della paratia di pali sarà garantita mediante gli interventi di sistemazione idraulica previsti in progetto, che dovranno impedire/limitare potenziali fenomeni erosivi consolidando opportunamente gli strati spondali più superficiali. In particolare, nelle analisi eseguite la stabilizzazione del terreno ubicato a valle dell'opera di sostegno è stata garantita ipotizzando locali interventi di drenaggio a valle della paratia.

Per quanto concerne le verifiche strutturali della paratia di pali, da eseguirsi secondo la Combinazione 1 Approccio 1 (STR) (A1 + M1 + R1), nelle sottostanti figure si riportano:

- le sollecitazioni M, N e T calcolate in campo statico e moltiplicate per un coefficiente di sicurezza parziale pari a 1.3 (nelle verifiche il sovraccarico stradale è stato moltiplicato per un fattore pari a 1.5);
- le sollecitazioni M, N e T calcolate in campo sismico (in questo caso senza ulteriori amplificazioni).

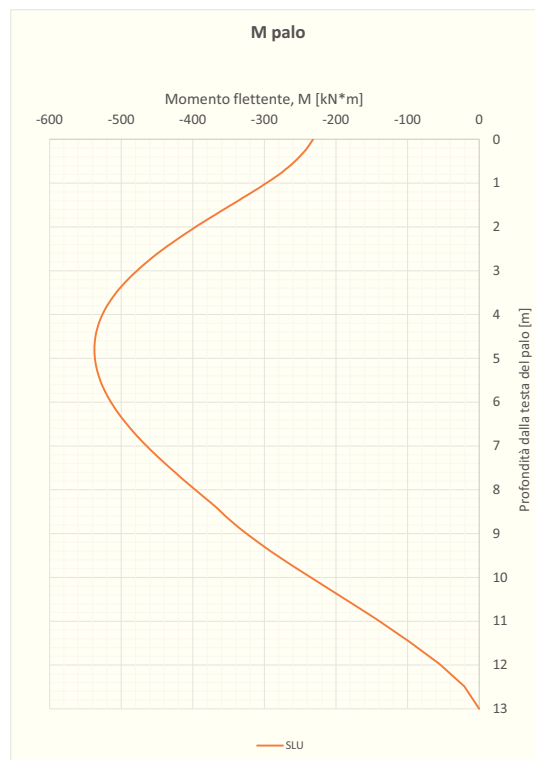


Figura 30. Palo di valle. Momenti flettenti in campo statico (SLU-STR).

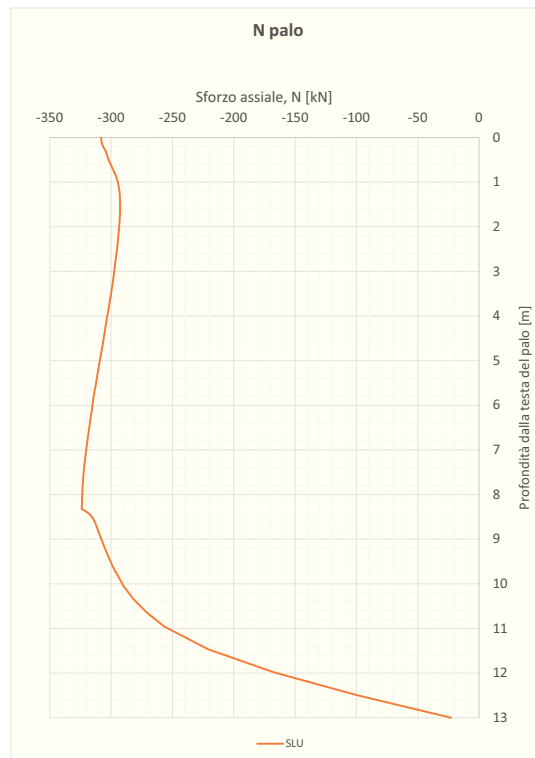


Figura 31. Palo di valle. Sforzo assiale in campo statico (SLU-STR).

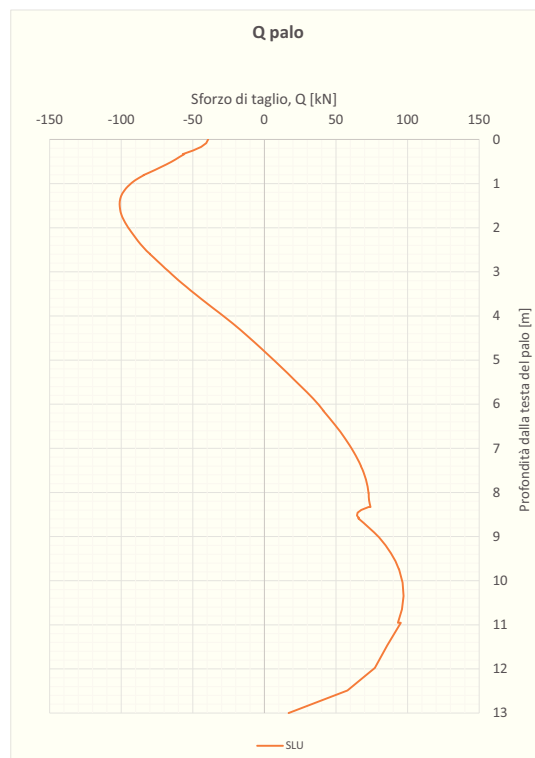


Figura 32. Palo di valle. Azione di taglio in campo statico (SLU-STR).

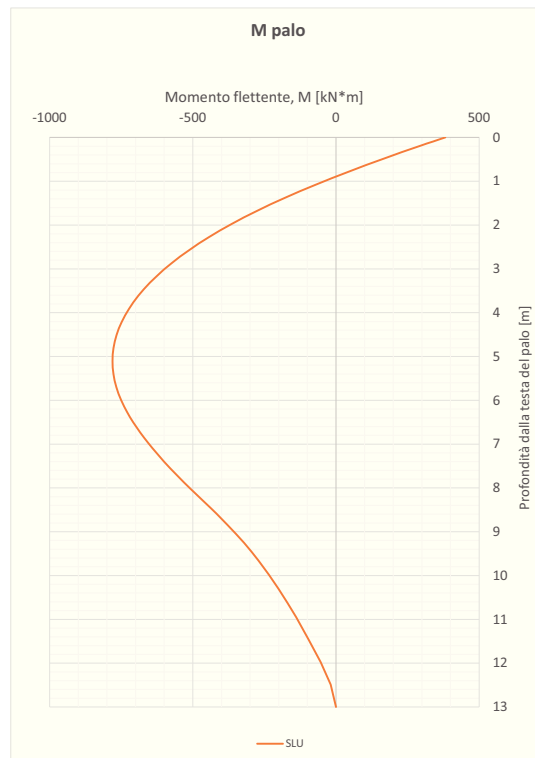


Figura 33. Palo di monte. Momenti flettenti in campo statico (SLU-STR).

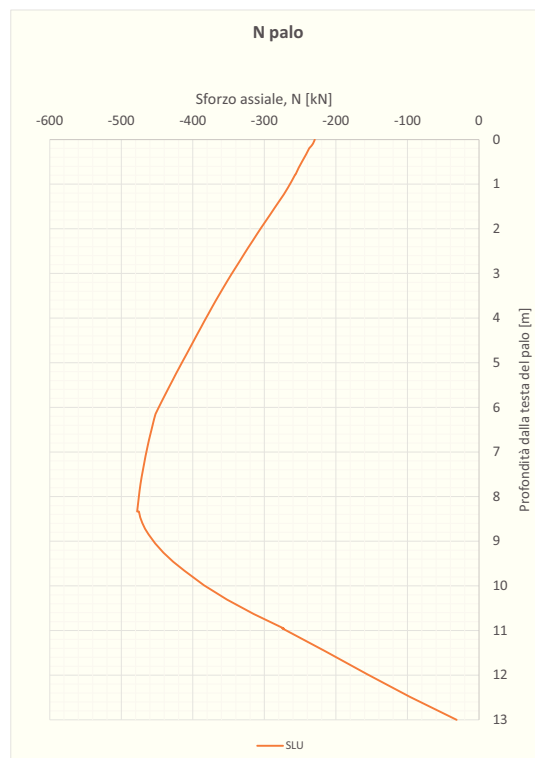


Figura 34. Palo di monte. Sforzo assiale in campo statico (SLU-STR).

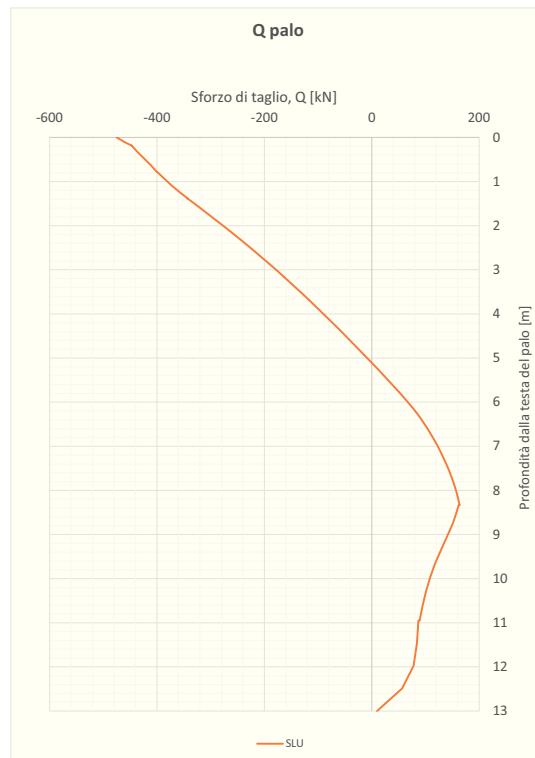


Figura 35. Palo di monte. Azione di taglio in campo statico (SLU-STR).

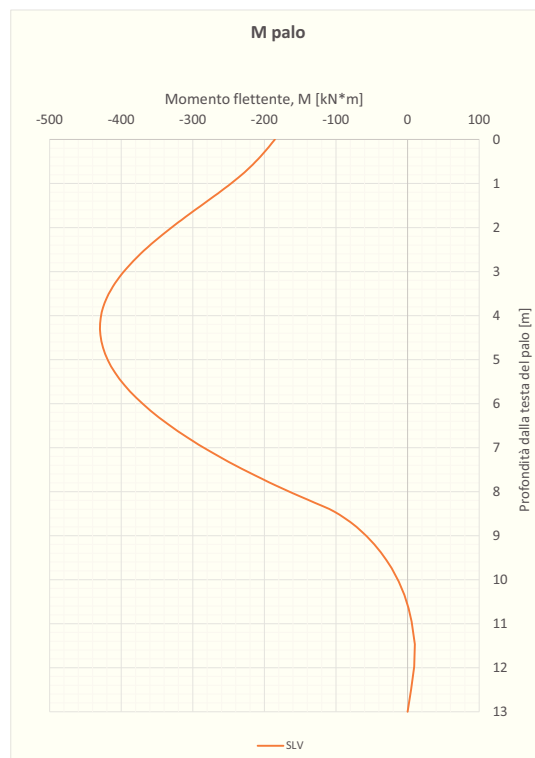


Figura 36. Palo di valle. Momenti flettenti in campo sismico (SLV).

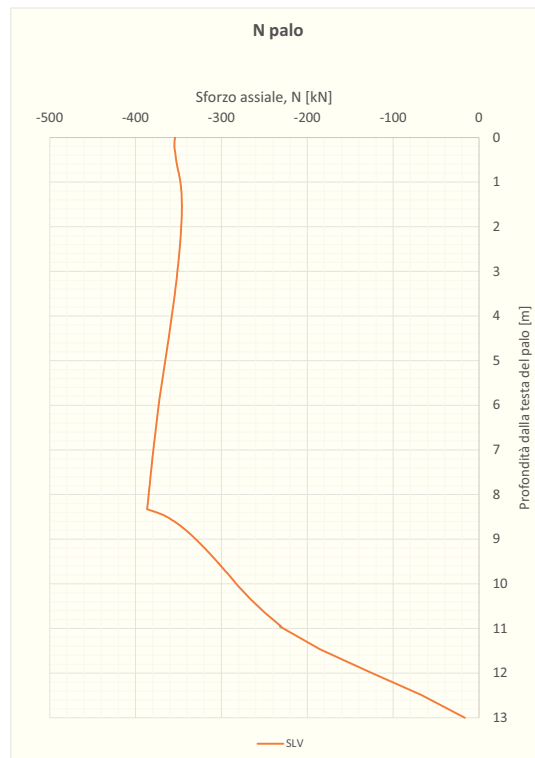


Figura 37. Palo di valle. Sforzo assiale in campo sismico (SLV).

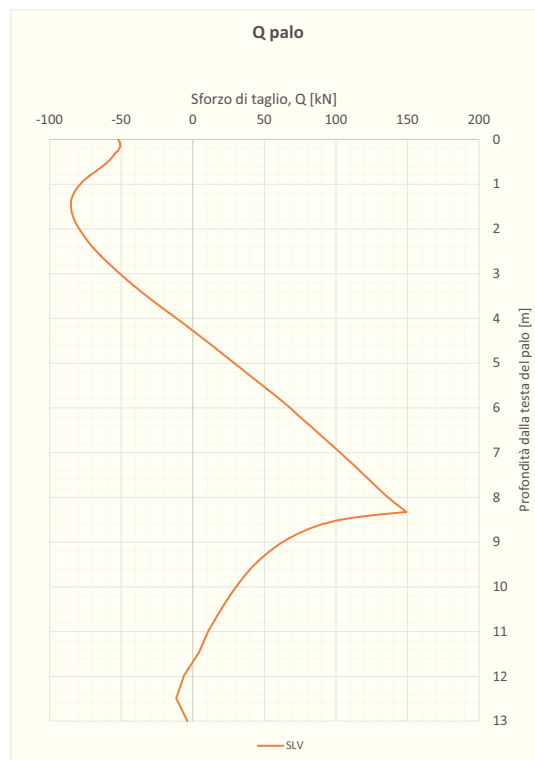


Figura 38. Palo di valle. Azione di taglio in campo sismico (SLV).

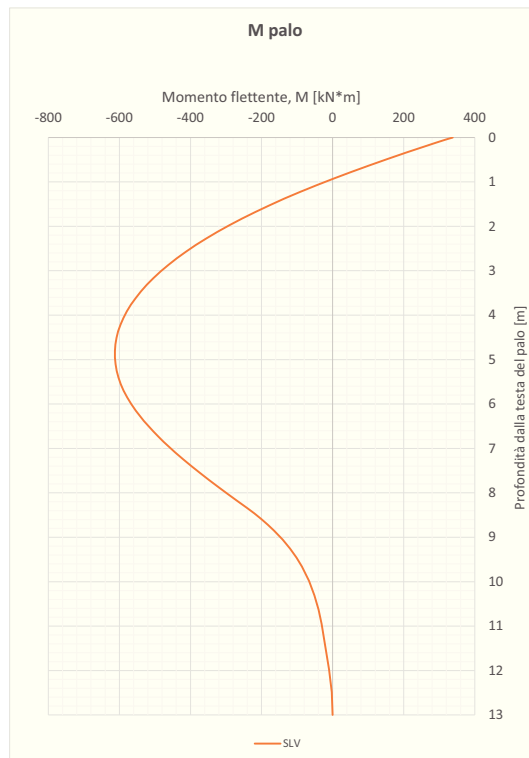


Figura 39. Palo di monte. Momenti flettenti in campo sismico (SLV).

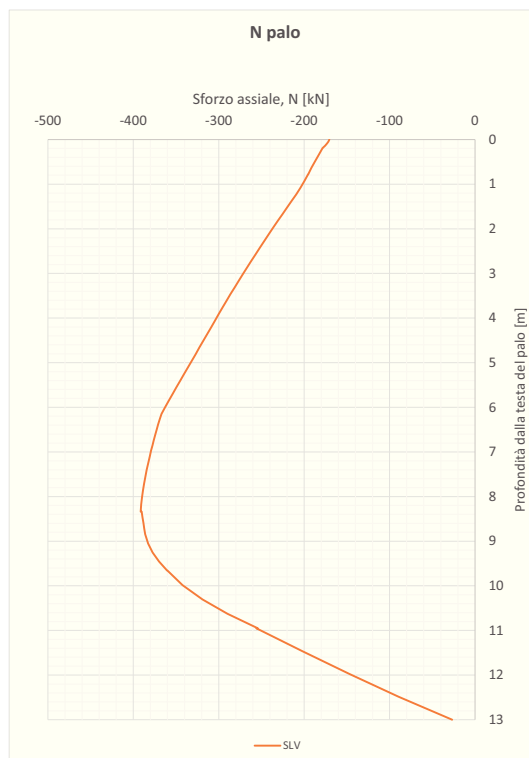


Figura 40. Palo di monte. Sforzo assiale in campo sismico (SLV).

Figura 41. *Palo di monte. Azione di taglio in campo sismico (SLV).*

Per il dimensionamento strutturale dei pali, effettuato sulla base dei risultati sopra riportati e del valore di resistenza richiesto al fine di ottenere un margine di sicurezza adeguato nei confronti della stabilità globale del complesso terreno-opera di sostegno con riferimento a quanto previsto dalla normativa vigente, si rimanda alla relazione di calcolo strutturale.

Con riferimento alla verifica di sfilamento del bulbo di ancoraggio dei tiranti, il valore di calcolo della resistenza a sfilamento ($R_{a,c}$) è stato calcolato mediante la relazione proposta da Bustamante e Doix (1985):

ERROR: undefined
OFFENDING COMMAND: VPDZTD+CenturyGothic*1

STACK: