



PROVINCIA DI RAVENNA

SETTORE LAVORI PUBBLICI

Servizio Infrastrutture viarie e programmazione

RAZIONALIZZAZIONE E MESSA IN SICUREZZA CON ELIMINAZIONE PUNTI CRITICI LUNGO LA EX S.S. N. 302 BRISIGHELLESE - 2° Lotto CUP J74E05000010003

PROGETTO ESECUTIVO

Presidente: Sig. Michele De Pascale	Consigliere delegato Strade - Trasporti - Pianificazione Territoriale: Arch. Nicola Pasi
Dirigente responsabile del Settore: Ing. Paolo Nobile	Responsabile del Servizio: Ing. Chiara Bentini

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO:	Ing. Chiara Bentini	_____
		<i>Documento firmato digitalmente</i>
PROGETTISTA ARCHITETTONICO E STRUTTURALE:	Ing. Gianfranco Marchi	_____
		<i>Firmato</i>
COORDINATORE SICUREZZA PROGETTAZIONE:	Ing. Giancarlo Guadagnini	_____
		<i>Firmato</i>

ELABORAZIONE GRAFICA DEL PROGETTO:



enser

ENSER SRL
C.F./P.IVA/Registro Imprese RA
02058800398

SEDE PRINCIPALE
Viale A. Baccarini, 29/2
48018 Faenza (RA)
Tel. (+39) 0546 663423

WEB: www.enser.it E-MAIL: ingegneria@enser.it
www.enser.fr P.E.C.: ensersrl-ra@legalmail.it

0	EMISSIONE	A. Boschi	L. Samori	G. Marchi	30/03/2020
Rev.	Descrizione	Redatto	Controllato	Approvato	Data

TITOLO ELABORATO:

INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO DEL MURO

Relazione di calcolo delle strutture

Elaborato num:	Revisione:	Data:	Scala:	Nome file:
09a	000	30/03/2020	-	-



PROVINCIA DI RAVENNA
RAZIONALIZZAZIONE E MESSA IN SICUREZZA CON
ELIMINAZIONE PUNTI CRITICI LUNGO LA EX S.S. 302
BRISIGHELLESE (2° LOTTO)



Elaborato 9.A
INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO DEL MURO
Relazione di Calcolo delle Strutture

Codice	S15070-PE-RE09a-0
--------	-------------------

Rev.	Data	Redatto	Controllato
0	28-10-2019	A. Boschi	L. Samorì
1			
2			

Approvato
G. Marchi

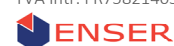


Sede Principale:
Viale A. Baccharini,
29/2
48018 FAENZA (RA)
Tel. (+39) 0546
663423
Fax (+39) 0546
663428

Sede di Bologna:
Via E. Zacconi, 16
40127 BOLOGNA
(BO)
Tel. (+39) 051 245663
Fax (+39) 0546
663428

Sede di Santarcangelo:
Via Andrea Costa, 115
47822 SANTARCANGELO
DI ROMAGNA (RN)
Tel. (+39) 0546 663423

Succursale di Parigi:
1 Rue de Stockholm
75008 – PARIS
N° SIRET 82140581800021
TVA Intr. FR75821405818



INDICE

1.	PREMESSA	5
2.	ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE, DI CUI AL PARAGRAFO B.2.2 DELL'ALLEGATO B ALLA DGR 1373 DEL 2011	6
2.1.	CONTESTO EDILIZIO, CARATTERISTICHE GEOLOGICHE, MORFOLOGICHE ED IDROGEOLOGICHE CON INDICAZIONE DELLE PROBLEMATICHE RISCONTRATE E DELLE SOLUZIONI IPOTIZZATE	6
2.1.1.	Contesto edilizio	6
2.1.2.	Caratteristiche geologiche, morfologiche ed idrogeologiche	9
2.1.3.	Problematiche riscontrate e soluzioni ipotizzate	17
2.2.	DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA	17
2.2.1.	Consolidamento della scarpata stradale in corrispondenza del muro esistente	18
2.2.2.	Presidio porzioni di viabilità a margine della scarpata/muro consolidato	19
2.3.	NORMATIVA TECNICA, RIFERIMENTI TECNICI	20
2.4.	DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI PROGETTO CHE CONCORRONO ALLA DEFINIZIONE DELLA AZIONE SISMICA E DELLE AZIONI CONSIDERATE SULLA COSTRUZIONE	20
2.5.	DESCRIZIONE DEI MATERIALI PER USO STRUTTURALE	23
2.5.1.	Calcestruzzo per opere in cemento armato	23
2.5.2.	Acciaio per cemento armato	24
2.5.3.	Micropali	24
2.5.4.	Barre di ancoraggio	25
2.6.	ILLUSTRAZIONE DEI CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI MODELLAZIONE	25
2.7.	INDICAZIONE DELLE PRINCIPALI COMBINAZIONI IN RELAZIONE AGLI SLU/SLV E SLE	31
2.7.1.	Combinazioni statiche fondamentali agli Stati Limite Ultimi (SLU)	31
2.7.2.	COMBINAZIONI STATICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)	32
2.7.3.	COMBINAZIONI SISMICHE FONDAMENTALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI (STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA - SLV)	32
2.8.	METODO DI ANALISI	33
2.8.1.	Analisi della interazione terreno-opera	33
2.8.2.	Verifiche strutturali delle sezioni in c.a.	33
2.8.3.	Verifiche strutturali delle sezioni carpenteria metallica (micropali)	33
2.8.4.	Verifiche strutturali delle barre di ancoraggio	33
2.8.5.	Verifiche di capacità portante dei tiranti passivi (micropali e barre)	33
2.8.6.	Verifiche di stabilità globale	34
2.9.	CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE INDAGATI	34
2.10.	Consolidamento della scarpata stradale in corrispondenza del muro esistente – CONFIGURAZIONI DEFORMATE, CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE DELLE STRUTTURE DEFINITIVE OGGETTO DI CALCOLO	35
2.10.1.	Sezione di calcolo	35
2.10.2.	Fasi di calcolo	35
2.10.3.	Risultati delle elaborazioni	36

2.11.	Presidio porzioni di viabilità a margine della scarpata/muro consolidato – CONFIGURAZIONI DEFORMATE, CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE DELLE STRUTTURE DEFINITIVE OGGETTO DI CALCOLO	68	
2.11.1.	Sezione di calcolo	68	
2.11.2.	Fasi di calcolo	68	
2.11.3.	Risultati delle elaborazioni	69	
2.12.	SINTESI DELLE VERIFICHE DI SICUREZZA	85	
2.13.	GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI	85	
2.14.	CARATTERISTICHE ED AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO	85	85
2.15.	STRUTTURE GEOTECNICHE E DI FONDAZIONE	86	
3.	NORMATIVA E RIFERIMENTI TECNICI	87	
4.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	88	
4.1.	CALCESTRUZZO PER OPERE IN CEMENTO ARMATO	88	
4.2.	ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO	89	
4.3.	MICROPALI	89	
4.4.	BARRE TIPO DYWIDAG	89	
5.	CRITERI GENERALI VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE	90	
5.1.	VERIFICHE STRUTTURALI DELLE SEZIONI IN C.A.	90	
5.2.	VERIFICHE STRUTTURALI DELLE SEZIONI IN CARPENTERIA METALLICA (MICROPALI)	90	
5.3.	VERIFICHE STRUTTURALI DELLE BARRE DI ANCORAGGIO	90	
5.4.	VERIFICHE GEOTECNICHE DI CAPACITÀ PORTANTE DEI PASSIVI (MICROPALI/BARRE)	90	TIRANTI
5.5.	VERIFICHE GEOTECNICHE DI STABILITÀ GLOBALE	90	
6.	SEZIONI DI CALCOLO, STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E PARAMETRI GEOTECNICI	91	
6.1.	SEZIONI DI CALCOLO	91	
6.2.	STRATIGRAFIA E LIVELLO PIEZOMETRICO DI RIFERIMENTO	91	
6.3.	PARAMETRI GEOTECNICI	92	
6.3.1.	Unità 1 – coltre	92	
6.3.2.	Unità 2a – substrato	93	
6.3.3.	Unità 2b – substrato	94	
6.3.4.	Riepilogo parametri geotecnici di calcolo	95	
7.	CONSOLIDAMENTO DELLA SCARPATA STRADALE IN CORRISPONDENZA DEL MURO ESISTENTE – DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE E GEOTECNICO	96	
7.1.	PREMESSA	96	
7.2.	COMBINAZIONI DI CARICO	96	
7.3.	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	96	
7.4.	DATI DI INPUT DEI MATERIALI E LIVELLI PIEZOMETRICI ADOTTATI	96	
7.5.	FASI DI CALCOLO	98	
7.6.	RISULTATI DELLE ELABORAZIONI	98	
7.6.1.	Azioni di calcolo elementi strutturali	98	
7.6.2.	Spostamenti	100	
7.7.	VERIFICHE STRUTTURALI MICROPALI	100	
7.8.	VERIFICHE STRUTTURALI BARRE	101	
7.9.	VERIFICHE STRUTTURALI CORDOLO SOMMITALE	102	
7.9.1.	SLU, SLV – Pressoflessione	102	
7.9.2.	SLU, SLV – Taglio	104	

7.9.3.	SLE – Pressoflessione	104
7.9.4.	SLE – Fessurazione	106
7.10.	VERIFICHE STRUTTURALI CORDOLO INTERMEDIO	106
7.10.1.	SLU, SLV – Pressoflessione	106
7.10.2.	SLU, SLV – Taglio	108
7.10.3.	SLE – Pressoflessione	108
7.10.4.	SLE – Fessurazione	110
7.11.	VERIFICHE STRUTTURALI CORDOLO INFERIORE	110
7.11.1.	SLU, SLV – Pressoflessione	110
7.11.2.	SLU, SLV – Taglio	112
7.11.3.	SLE – Pressoflessione	113
7.11.4.	SLE – Fessurazione	114
7.12.	VERIFICHE STRUTTURALI PARAMENTO SUPERIORE	114
7.12.1.	SLU, SLV – Pressoflessione	114
7.12.2.	SLU, SLV – Taglio	117
7.12.3.	SLE – Pressoflessione	117
7.12.4.	SLE – Fessurazione	120
7.13.	VERIFICHE STRUTTURALI PARAMENTO INFERIORE	121
7.13.1.	SLU, SLV – Pressoflessione	121
7.13.2.	SLU, SLV – Taglio	123
7.13.3.	SLE – Pressoflessione	124
7.13.4.	SLE – Fessurazione	126
7.14.	VERIFICHE A PUNZONAMENTO DEI CORDOLI	127
7.14.1.	Micropalo inclinato n. 10i	128
7.14.2.	Micropalo inclinato n. 3i e 6i	128
7.14.3.	Micropali verticali/subverticali n. 1,2,4,5,7,8,9	129
7.15.	SLE – SPOSTAMENTI	130
7.16.	VERIFICHE GEOTECNICHE DI CAPACITÀ PORTANTE DEI TIRANTI PASSIVI (MICROPALI INCLINATI/BARRE)	131
7.16.1.	Azioni di calcolo	131
7.16.2.	Lunghezza della fondazione:	131
7.16.3.	Parametri geotecnici	131
7.16.4.	Resistenza di progetto a trazione del tirante.	131
7.16.5.	Verifica della fondazione dei tiranti	132
7.17.	VERIFICHE GEOTECNICHE DI STABILITÀ GLOBALE	132
8.	PRESIDIO PORZIONI DI VIABILITÀ A MARGINE DELLA SCARPATA/MURO CONSOLIDATO – DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE E GEOTECNICO	133
8.1.	PREMESSA	133
8.2.	COMBINAZIONI DI CARICO	133
8.3.	DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	133
8.4.	DATI DI INPUT DEI MATERIALI E LIVELLI PIEZOMETRICI ADOTTATI	133
8.5.	FASI DI CALCOLO	134
8.6.	RISULTATI DELLE ELABORAZIONI	134
8.6.1.	Azioni di calcolo elementi strutturali	134
8.6.2.	Spostamenti	135
8.7.	VERIFICHE STRUTTURALI MICROPALI	135
8.8.	VERIFICHE STRUTTURALI CORDOLO SOMMITALE	136
8.8.1.	SLU, SLV – Pressoflessione	136
8.8.2.	SLU, SLV – Taglio	138
8.8.3.	SLE – Pressoflessione	138
8.8.4.	SLE – Fessurazione	139

8.9.	VERIFICHE A PUNZONAMENTO CORDOLO	140
8.9.1.	Micropalo inclinato n. 3'i	141
8.9.2.	Micropali verticale n. 1'	141
8.9.3.	Micropali verticale n. 2'	142
8.10.	SLE – SPOSTAMENTI	142
8.11.	VERIFICHE GEOTECNICHE DI CAPACITÀ PORTANTE DEI TIRANTI PASSIVI (MICROPALI INCLINATI)	143
8.11.1.	Azioni di calcolo	143
8.11.2.	Lunghezza della fondazione:	143
8.11.3.	Parametri geotecnici	143
8.11.4.	Resistenza di progetto a trazione del tirante.	143
8.11.5.	Verifica della fondazione dei tiranti	144
8.12.	VERIFICHE GEOTECNICHE DI STABILITÀ GLOBALE	144

1. PREMESSA

La presente relazione riporta le verifiche delle opere strutturali previste nel progetto di consolidamento del muro lungo la ex s.s. n. 302 in località S.Eufemia (Comune di Brisighella).

Nel presente documento verranno trattate in particolare le seguenti tematiche:

- illustrazione sintetica degli elementi essenziali del progetto strutturale, di cui al paragrafo B.2.2 dell'Allegato B alla DGR 1373 del 2011;
- descrizione dei programmi di calcolo utilizzati;
- riepilogo della caratterizzazione geotecnica dell'area in esame, della stratigrafia e dei parametri geotecnici di riferimento;
- individuazione delle sezioni di calcolo e di verifica;
- riepilogo sollecitazioni e deformazioni per le diverse sezioni di calcolo;
- dimensionamento geotecnico e strutturale delle opere.

2. ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE, DI CUI AL PARAGRAFO B.2.2 DELL'ALLEGATO B ALLA DGR 1373 DEL 2011

Nel seguito del paragrafo vengono riportati i contenuti di cui al paragrafo B.2.2 dell'Allegato B alla DGR 1373 del 2011, di interesse per le opere in esame.

2.1. CONTESTO EDILIZIO, CARATTERISTICHE GEOLOGICHE, MORFOLOGICHE ED IDROGEOLOGICHE CON INDICAZIONE DELLE PROBLEMATICHE RISCONTRATE E DELLE SOLUZIONI IPOTIZZATE

2.1.1. Contesto edilizio

In attuazione alle linee programmatiche individuate dal vigente Piano Territoriale di Coordinamento della Provincia di Ravenna (Ptcp), il presente intervento risponde all'esigenza di eliminare un punto critico della ex ss n. 302 "Brisighellese- Ravennate" e rientra nell'ambito degli interventi di:

"Razionalizzazione e messa in sicurezza con eliminazione punti critici lungo la ex s.s. n. 302 nel tratto compreso fra Brisighella e il confine provinciale (2° lotto)".

La provincia di Ravenna intende con l'intervento in oggetto innalzare le condizioni di servizio e sicurezza di un tratto stradale che, in relazione alla valenza strategica di collegamento della vallata del fiume Lamone alla Pianura Padana e di collegamento interregionale alternativo alla rete autostradale, ha da sempre rappresentato un'arteria di primaria importanza per la mobilità provinciale e regionale.

In particolare l'intervento riguarda la messa in sicurezza della strada in località S.Eufemia nel tratto compreso fra la progr. km 77+480 e la progr. km 78+000 e consiste nel consolidamento della scarpata stradale ove è presente di un vecchio muro attualmente in condizioni limiti di stabilità (Figura 2.1).

L'attuale muro ha una lunghezza di circa 25.0 m e una altezza di circa 25.0 m con 2 gradoni intermedi; il muro è realizzato in calcestruzzo debolmente cementato e presenta diverse fessure (Figura 2.2 e Figura 2.3).

Marradi



Figura 2.1: Veduta d'insieme.



Figura 2.2: Vista del muro esistente.

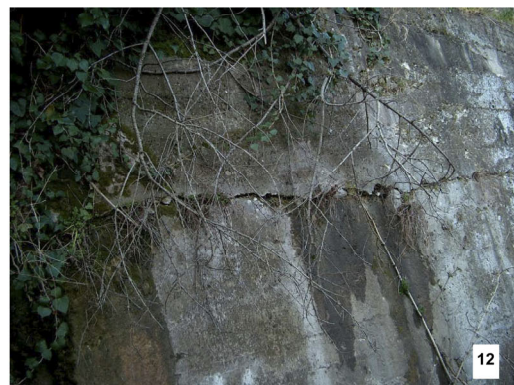
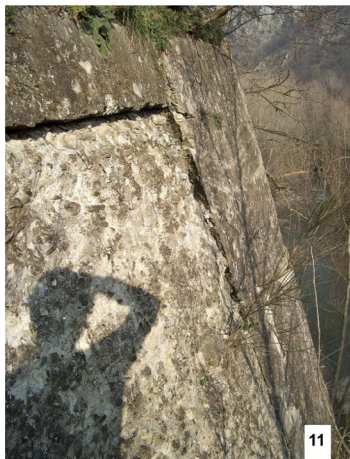
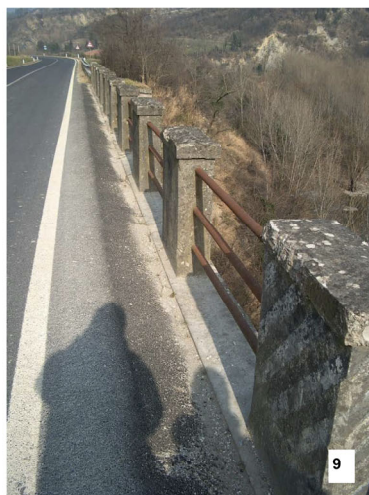


Figura 2.3: Dettaglio muro esistente.

2.1.2. Caratteristiche geologiche, morfologiche ed idrogeologiche

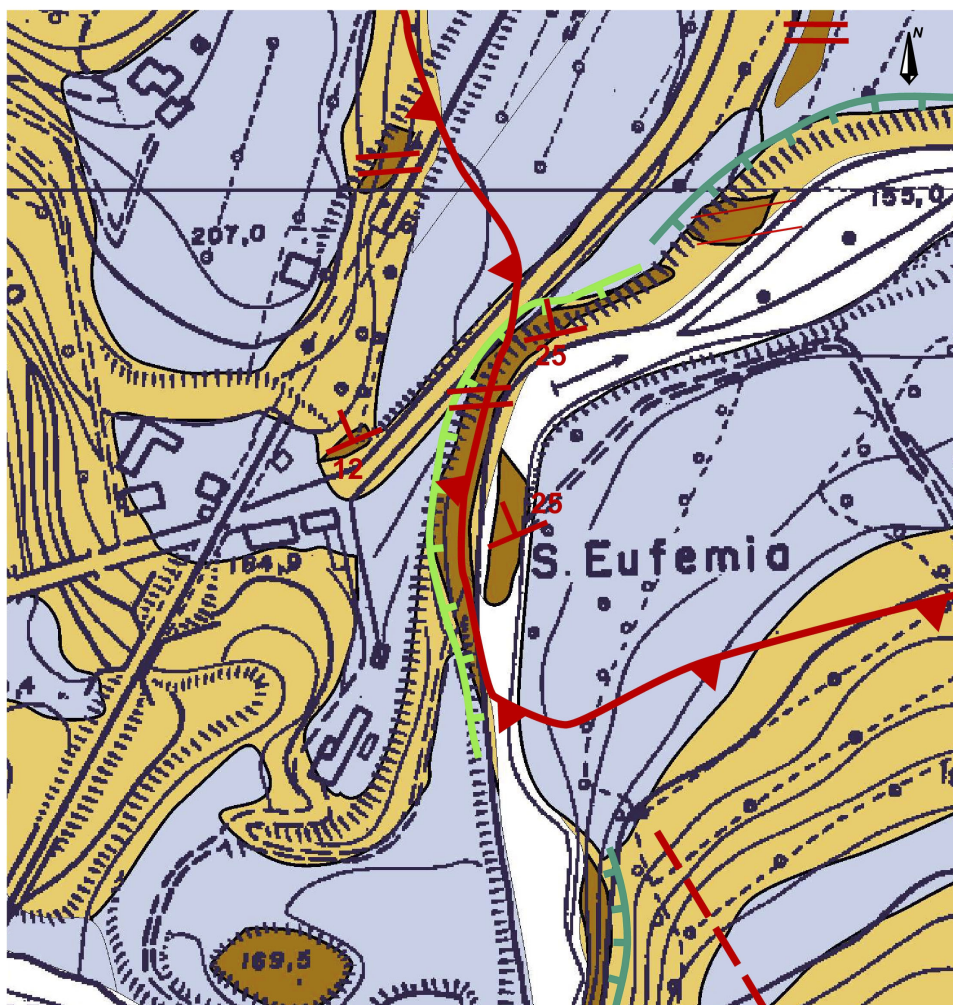
L'area oggetto di studio è ubicata nel versante romagnolo dell'Appennino settentrionale. La catena dell'Appennino settentrionale, si è formata su un basamento carbonatico di età mesozoica, attraverso la sovrapposizione di sedimenti per la maggior parte di origine erosiva.

La formazione della catena appenninica può essere distinta in due cicli sedimentari principali; il primo ciclo, che si conclude con le deposizioni evaporitiche del Messiniano è caratterizzato da materiali pelitici e torbiditici (Formazione Marnoso-Arenacea).

Il secondo ciclo, ad Appennino ormai emerso, ha visto deposizioni clastiche appenniniche in forma di conoidi sommersi e, durante una fase di subsidenza, l'accumulo di materiali tipici del fondo di lagune e bacini.



Con il riemergere di alcune zone si sono create discontinuità e lacune nelle successioni sedimentarie dovute al fatto che nelle zone ancora sommerse è continuata la deposizione torbiditica. Infine, al termine del Pliocene la sedimentazione ha nuovamente carattere sabbioso e pelitico.


L'area in esame si colloca dal punto di vista geologico, all'interno del dominio della Formazione Marnoso Arenacea (FMA), Membro di Civitella (Figura 2.4).



(CTR - Elementi 254013 "S. Eufemia" e 254014 "La Strada")

LEGENDA GEOLOGICA

-  Alluvioni attuali
-  Alluvioni terrazzate

 **FMA.** Alternanza arenaria.marna con rapporto arenite-pelite compreso tra 1:1,2 e 1:2,5. Le arenarie sono gradate in strati sottili e medi raramente spessi, con flute casts e groove casts evidenti. Vi si intercalano arenarie marnose e marne sabbiose. Abbondanti emipelagiti sottili e medie. *SERRAVALLIANO sup.-TORTONIANO.*

Unità non affiorante
Unità affiorante

SIMBOLOGIA







-  Confine stratigrafico
-  Strati dritti e verticali
-  Faglia inversa certa
-  Discontinuità incerta
-  Orlo di scarpata fluviale inattiva
-  Orlo di scarpata fluviale attiva

Figura 2.4: Carta geologica.

La morfologia superficiale dell'area indagata è profondamente influenzata dall'assetto geologico-strutturale della nota Formazione flyshoide Marnoso Arenacea che costituisce il substrato dominante (Figura 2.5).

Nei pressi di S.Eufemia infatti, la sequenza stratigrafica si presenta particolarmente deformata per la presenza di pieghe e faglie inverse originare dal regime compressivo che hanno comportato la formazione di strette valli fluviali secondarie a sezione irregolare e la presenza di catture fluviali, ossia brusche variazioni dell'andamento planimetrico del reticolo idrografico ricollegabili alla presenza di strutture tettoniche.

Queste ultime forme geomorfologiche sono riconoscibili nel reticolo idrografico minore ma anche lungo il corso del limitrofo Fiume Lamone, che assume il tipico andamento meandriforme parzialmente confinato da ripide pareti rocciose.

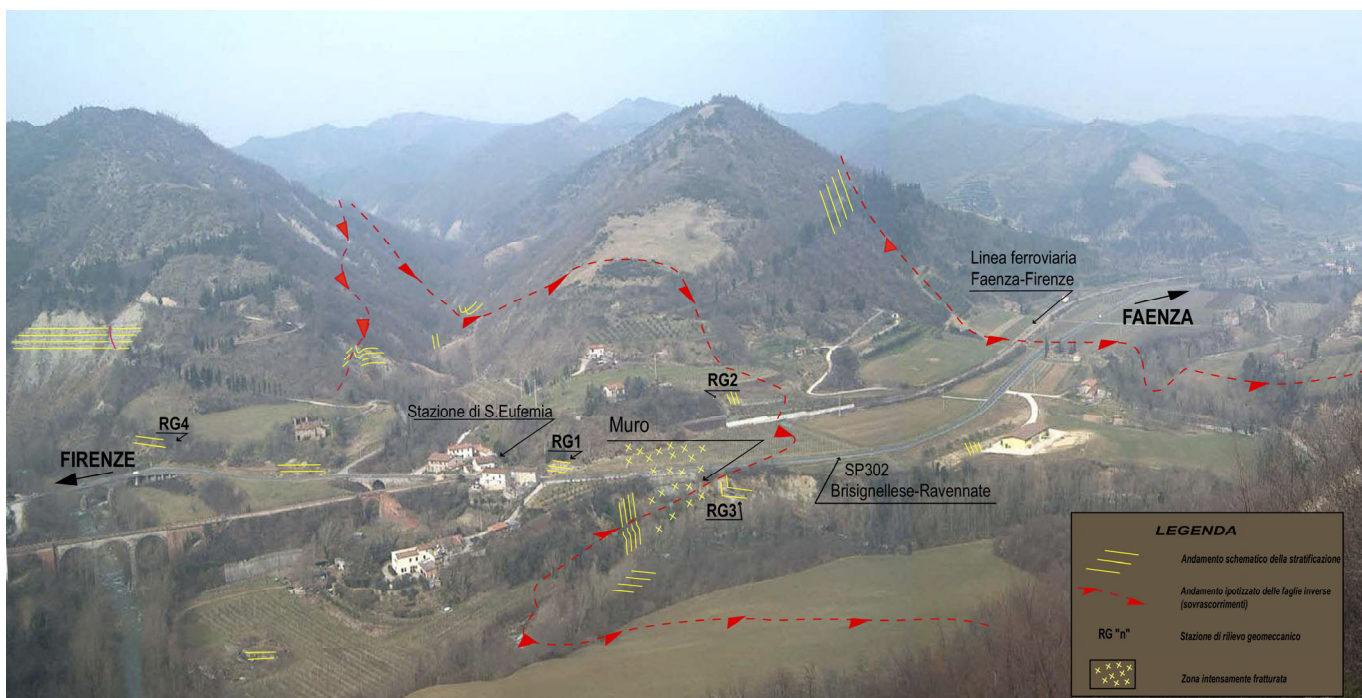


Figura 2.5: Vista panoramica con indicazioni morfologiche.

Nelle immediate vicinanze della località S. Eufemia, si notano scarpate fluviali subverticali molto pronunciate, per alcune delle quali l'evoluzione morfologica viene ancora influenzata dall'azione erosiva del Fiume Lamone esercitata soprattutto in coincidenza dei meandri fluviali.

Al piede del muro presente nella scarpata oggetto di consolidamento (Figura 2.6) è presente della vegetazione e blocchi di arenaria; nell'alveo del fiume Lamone si notano le testate della formazione di substrato con giacitura a reggipoggio.

Le foto di Figura 2.7 evidenziano sulla scarpata in destra del muro (verso Marradi) strati subverticali localmente molto fratturati.

La scarpata in sinistra del muro (verso Brisighella; Figura 2.8) è caratterizzata da una giacitura degli strati sub-orizzontali fino ad una certa quota poi una faglia determina una brusca variazione degli strati che diventano subverticali. Si notano (foto 26,27 di Figura 2.8) parti di roccia in aggetto a causa della maggior alterabilità degli strati marnosi rispetto a quelli arenacei.

I blocchi presenti al piede testimoniano i crolli avvenuti in passato.

Al momento del rilievo geomorfologico quindi non si rileva al piede una erosione attiva del fiume, mentre sulle scarpate sono molto attivi i processi di alterazione della formazione marnosa-arenacea che si presenta molto frattura e disturbata tettonicamente.

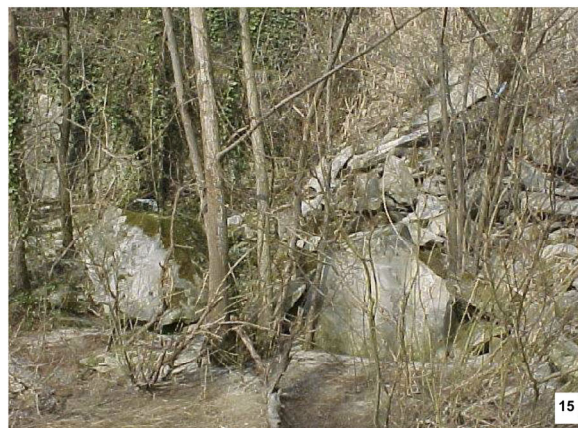


Figura 2.6: Piede del muro ed alveo del fiume Lamone.

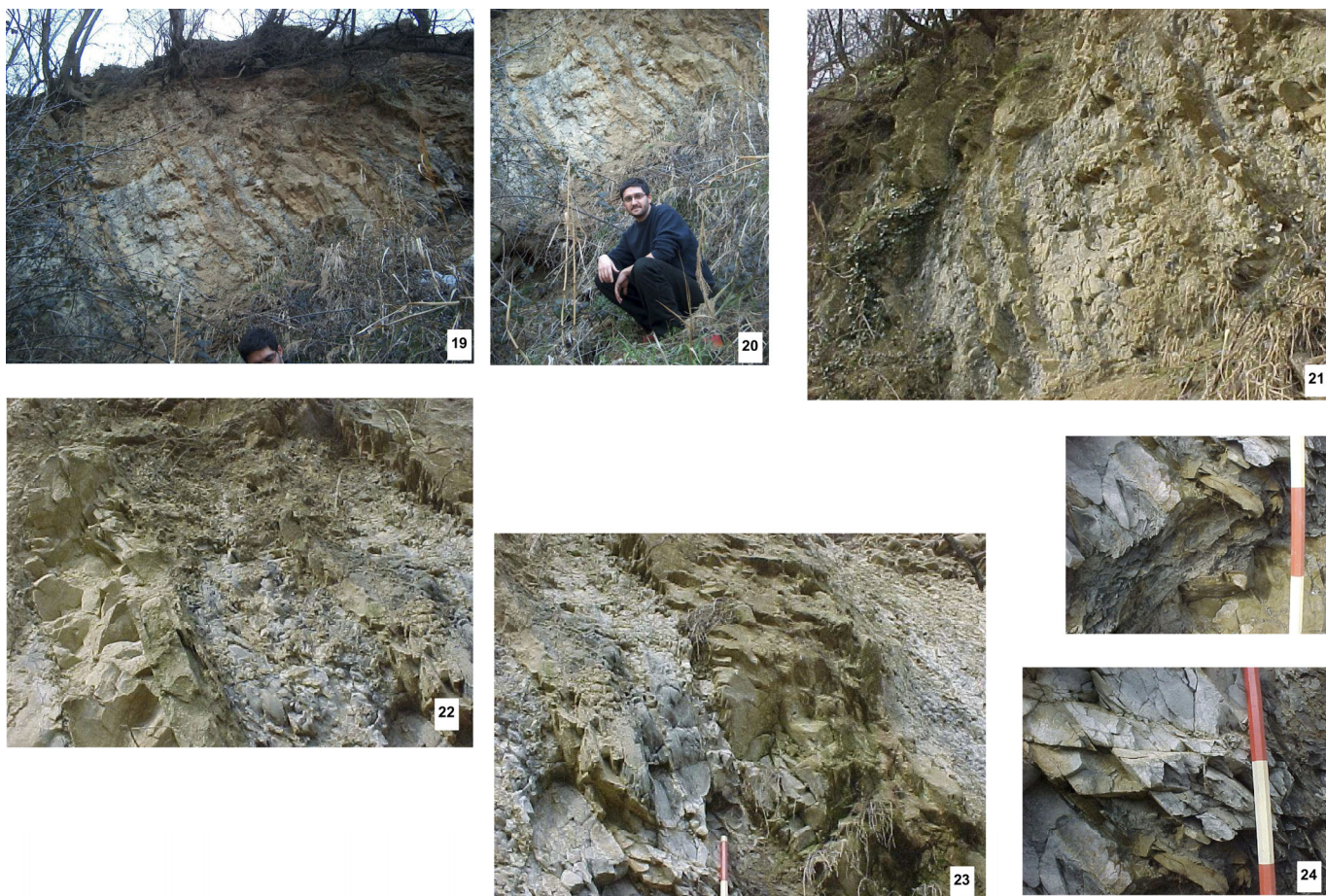


Figura 2.7: Scarpata in destra del muro (lato Marradi).



Figura 2.8: Scarpata in sinistra del muro (Lato Brisighella).

Dal punto di vista stratigrafico, la litologia del substrato è costituita dai depositi della successione torbidity marnoso arenacea.

La sequenza rilevata nell'area di studio presenta: strati arenacei sottili e medi, raramente spessi, di arenarie gradate da medie a fini intercalate ad arenarie marnose e marne sabbiose; le emipelagiti sono presenti in livelli sottili e medi. Generalmente, si osserva un rapporto arenaria-pelite compreso tra 1:1,2 e 1:2.

I depositi superficiali sono costituiti dalle alluvioni terrazzate antiche sabbioso-limose e limoso argillose con sabbia; alla base si segnalano livelli ghiaiosi decimetrici con ciottoli arrotondati e subarrotondati.

Inoltre, si segnalano coperture detritiche eterogenee e eterometriche riconducibili a depositi pedemontani, a falde detritiche fossili ed a frane attive (limitatamente al versante in destra idraulica del Fiume Lamone).

Per quanto concerne le caratteristiche idrogeologiche del sito, i depositi alluvionali terrazzati formati da litologie limoso sabbiose e limoso sabbiose con argilla e da livelli basali grossolani di ghiaia e ciottoli presentano media permeabilità.

Questi depositi alluvionali terrazzati vengono a costituire l'acquifero libero principale, ma visto il loro esiguo spessore e la presenza di un substrato fratturato, non si rileva l'esistenza di una falda freatica perenne.

Le indagini geognostiche condotte in sito (prove penetrometriche dinamiche pesanti e prove penetrometriche statiche) hanno confermato tale situazione in quanto non hanno rilevato la presenza di falda freatica.

La presenza di eventuali falde sospese è da ritenersi possibile in concomitanza di eventi pluviometrici intensi.

I litotipi della Formazione Marnoso Arenacea sono caratterizzati da una permeabilità primaria per porosità limitata agli orizzonti di natura arenacea. Una permeabilità secondaria importante è però dovuta alla fratturazione degli ammassi rocciosi e riguarda quindi sia gli strati arenacei che quelli marnosi.

A riguarda, si sottolinea che l'aspetto strutturale e la realtà dislocativa molto pronunciata determinano la formazione di facili vie permeabili dove l'infiltrazione idrica sotterranea può accentuare l'erosione e determinare, con l'aumento delle pressioni interstiziali, sottospinte statiche destabilizzanti.

Nell'area in esame sono state effettuate le seguenti indagini la cui ubicazione planimetrica è riportata in Figura 2.9:

- n. 3 sondaggio (S1÷S3) a carotaggio continuo con piezometro a tubo aperto spinto fino alla profondità massima di 22.00 m.
Durante l'esecuzione dei sondaggi sono stati effettuati:
 - rilievo stratigrafico;
 - n. 1 prova SPT (Standard Penetration Test);
 - rilievo del livello di falda;
 - prelievo di campioni.
- n. 2 prove penetrometriche statiche (CPT1, CPT2) spinta fino ad una profondità massima di 3.80 m.
- n. 5 prove penetrometriche dinamiche (D1÷D5) spinte fino ad una profondità massima di 5.00 m.
- n. 2 pozzetti con escavatore (Poz. 1,10).

Sui campioni prelevati dai sondaggi sono state eseguite prove di laboratorio consistenti in:

- riconoscimento stratigrafico con scortecciatura e descrizione dei campioni;
- prove con pocket penetrometer;
- determinazioni del contenuto di umidità;
- determinazioni del peso dell'unità di volume naturale;
- determinazioni della densità secca.

Le unità stratigrafiche individuate sono pertanto:

- Coltre detritica e depositi alluvionali costituiti da limo argilloso-sabbioso molto consistente con inclusi lapidei marnosi ed arenacei variamente alterati. Localmente sono presenti brandelli di terrazzo costituiti da ghiaia da fine a grossolana in matrice sabbiosa-limosa, di colore nocciola.
Gli spessori di questa unità variano da zona a zona con valori massimi di 5.0 ÷ 6.0 m.
- Formazione di substrato costituita da arenarie e marne molto fratturate con giacitura degli strati variabile da sub-orizzontale a subverticale.

La planimetria con l'indicazione delle indagini geognostiche condotte ed una sezione stratigrafica rappresentativa sono riportate nelle figure seguenti.

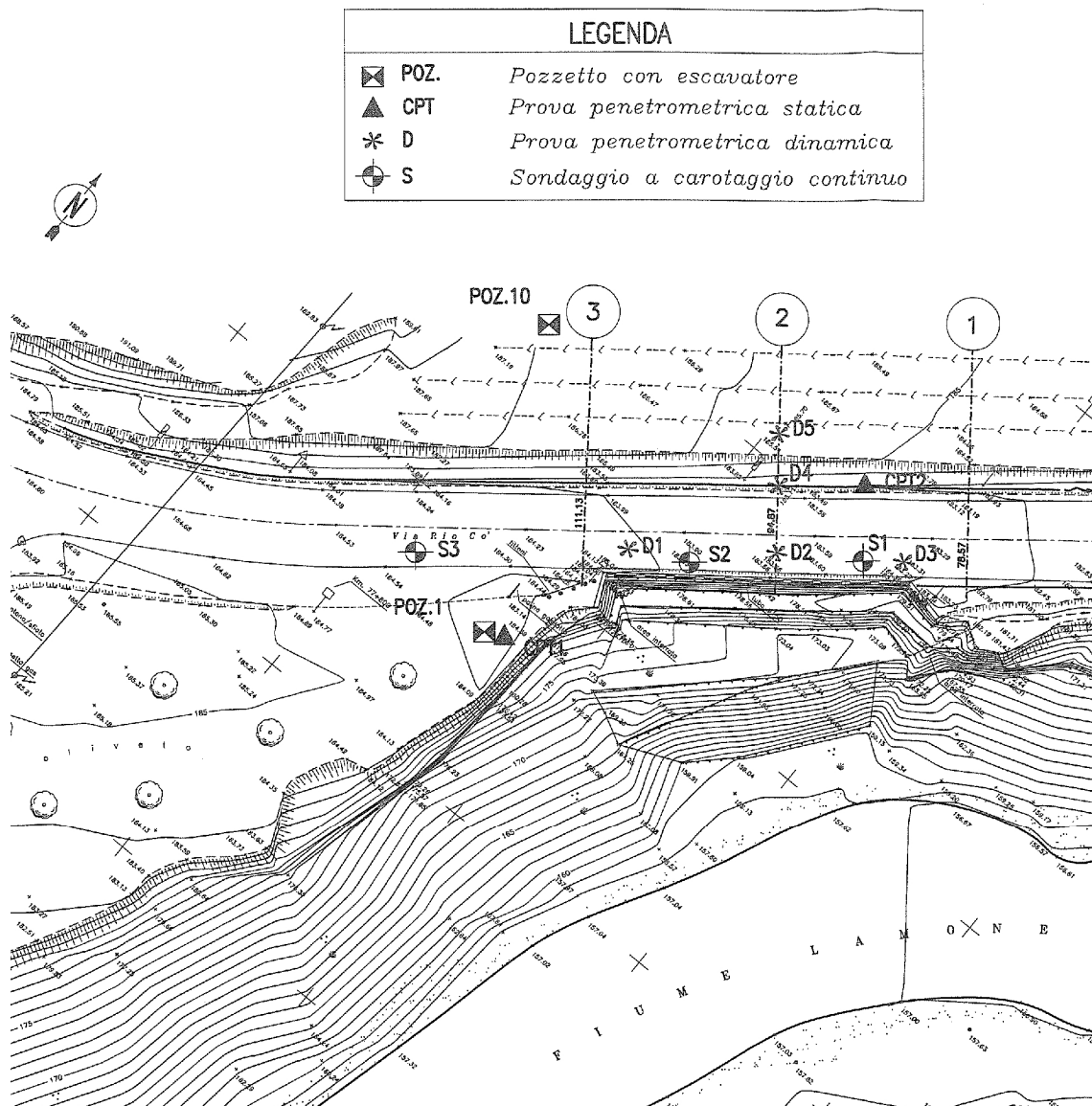


Figura 2.9: Planimetria ubicazione indagini in sito (rif. Relazione Geotecnica – Elaborato 4a).

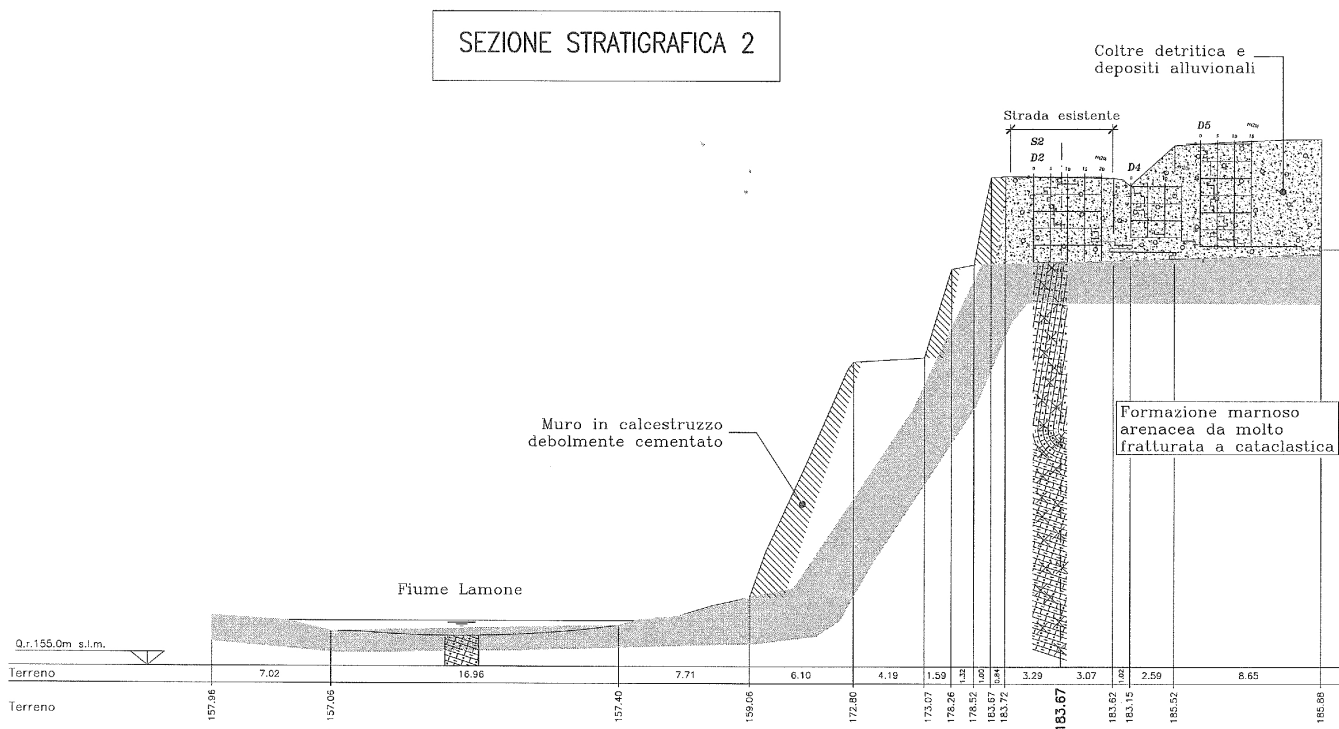


Figura 2.10: Sezione stratigrafica 2 di Figura 2.9 (rif. Relazione Geotecnica – Elaborato 4a).

2.1.3. Problematiche riscontrate e soluzioni ipotizzate

Alla luce del contesto presente e delle soggezioni geologiche/morfologiche/idrogeologiche indicate in precedenza, gli interventi proposti sono finalizzati ad incrementare i livelli di sicurezza dell'area nei confronti di possibili instabilità di porzioni di coltre/substrato che potrebbe compromettere il sedime stradale.

Le soluzioni tecniche individuate prevedono le seguenti opere:

- **Consolidamento della scarpata stradale in corrispondenza del muro esistente:** tale opera ha la finalità di incrementare le condizioni di stabilità della scarpata sottostante la sede stradale, attualmente presidiata da un muro in precarie condizioni di stabilità;
- **Presidi porzioni di viabilità a margine della scarpata/muro consolidato** alle estremità del consolidamento suddetto sono previste opere finalizzate a presidiare il sedime stradale incrementando le condizioni di stabilità della scarpata sottostante la sede stradale; le condizioni di verifica prevedono modifiche morfologiche della scarpata esistente per effetto dell'eventuale erosione superficiale o instabilità corticale del materiale presente.

2.2. DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA

Gli interventi previsti si configurano come "Miglioramento e rinforzo dei terreni e degli ammassi rocciosi" ai sensi del paragrafo 6.9 del D.M. 17.01.2018, Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni".

In particolare, i livelli prestazionali di progetto dell'opera devono essere tali da garantire le condizioni di sicurezza delle scarpate stradali in accordo a quanto previsto dalla normativa vigente per i fronti di scavo e rilevati (paragrafi 6.8.6 e 7.11.4 del D.M. 17.01.2018).

2.2.1. Consolidamento della scarpata stradale in corrispondenza del muro esistente

Il consolidamento della scarpata stradale in corrispondenza del muro esistente prevede quanto segue:

- CORDOLO SU MICROPALI SUL CIGLIO STRADA.
I micropali subverticali sono ad interasse di 0.75 m e disposti su 2 file, mentre i micropali suborizzontali hanno interasse di 2.25 m. I micropali sono collegati in sommità da un cordolo in c.a. di dimensioni 1.90x0.5 m che lato strada prosegue con una soletta di spessore 0.10 m che ha la funzione di assicurare un passaggio graduale fra la porzione di strada sostenuta dal cordolo e la parte restante. Sul lato esterno del cordolo è posizionato il sicurvia di classe H3. Il cordolo prosegue anche prima e dopo il muro esistente.

Le caratteristiche dei micropali sono le seguenti:

- MICROPALI subverticali:
 - diametro di perforazione: $\phi_p \geq 160$ mm;
 - lunghezza di perforazione: $L_p = 1200$ cm;
 - diametro del tubo: $\phi_t \geq 88.9$ mm;
 - spessore del tubo: $s \geq 8$ mm;
 - interasse: $i=75$ cm.
- MICROPALI suborizzontali:
 - diametro di perforazione: $\phi_p \geq 160$ mm;
 - lunghezza di perforazione: $L_p = 1500$ cm;
 - diametro del tubo: $\phi_t \geq 88.9$ mm;
 - spessore del tubo: $s \geq 8$ mm;
 - interasse: $i=2.25$ cm.
- CORDOLO SU MICROPALI A LIVELLO DEL GRADONE INTERMEDIO.
I micropali hanno le stesse caratteristiche di quelli del cordolo superiore mentre il cordolo di collegamento ha larghezza variabile.
- CORDOLO SU MICROPALI A LIVELLO DEL GRADONE INFERIORE.
I micropali sono disposti su 3 file ad interasse di 0.75 m quelle esterne e di 1.50 m quella intermedia. Inoltre sono previsti micropali suborizzontali di ancoraggio ad interasse di 1.50 m.

Le caratteristiche dei micropali sono le seguenti:

- MICROPALI subverticali:
 - diametro di perforazione: $\phi_p \geq 160$ mm;
 - lunghezza di perforazione: $L_p = 1500$ cm;
 - diametro del tubo: $\phi_t \geq 88.9$ mm;
 - spessore del tubo: $s \geq 8$ mm;
 - interasse: $i=75-150$ cm.

- MICROPALI suborizzontali:
 - diametro di perforazione: $\phi_p \geq 160$ mm;
 - lunghezza di perforazione: $L_p = 1500$ cm;
 - diametro del tubo: $\phi_t \geq 88.9$ mm;
 - spessore del tubo: $s \geq 8$ mm;
 - interasse: $i=1.50$ cm.
- PERFORAZIONI ARMATE CON BARRE TIPO DYWIDAG A MAGLIA 2.25X2.0 M SUL PARAMENTO INFERIORE DEL MURO.
Le caratteristiche delle perforazioni sono:
 - diametro di perforazione: $\phi_p \geq 60$ mm;
 - lunghezza di perforazione: $L_p = 600$ cm;
 - diametro barra: $\phi_b \geq 26.5$ mm.

L'intervento è completato con la realizzazione di dreni suborizzontali per il drenaggio delle acque di infiltrazione ed inoltre è previsto il placcaggio dei 2 paramenti alti del muro esistente con una parete in calcestruzzo armato, connessa ai cordoli, e rivestita in pietra arenaria locale.

Per i dettagli si rimanda agli elaborati grafici.

2.2.2. Presidio porzioni di viabilità a margine della scarpata/muro consolidato

Al fine presidiare anche i tratti di strada prima e dopo il muro nei confronti di crolli improvvisi delle scarpate subverticali è prevista un'opera costituita da:

- CORDOLO SU MICROPALI SUL CIGLIO STRADA.
I micropali subverticali sono ad interasse di 0.75 m e disposti su 2 file, mentre i micropali suborizzontali hanno interasse di 1.5 m. I micropali sono collegati in sommità da un cordolo in c.a. di dimensioni 2.10x0.5 m che lato strada prosegue con una soletta di spessore 0.10 m che ha la funzione di assicurare un passaggio graduale fra la porzione di strada sostenuta dal cordolo e la parte restante. Sul lato esterno del cordolo è posizionato il sicurvia di classe H3. Il cordolo prosegue anche prima e dopo il muro esistente.

Le caratteristiche dei micropali sono le seguenti:

- MICROPALI subverticali:
 - diametro di perforazione: $\phi_p \geq 160$ mm;
 - lunghezza di perforazione: $L_p = 1400$ cm;
 - diametro del tubo: $\phi_t \geq 88.9$ mm;
 - spessore del tubo: $s \geq 8$ mm;
 - interasse: $i=75$ cm.
- MICROPALI suborizzontali:
 - diametro di perforazione: $\phi_p \geq 160$ mm;
 - lunghezza di perforazione: $L_p = 1800$ cm;
 - diametro del tubo: $\phi_t \geq 88.9$ mm;
 - spessore del tubo: $s \geq 8$ mm;
 - interasse: $i=1.5$ cm.

Per i dettagli si rimanda agli elaborati grafici.

2.3. **NORMATIVA TECNICA, RIFERIMENTI TECNICI**

NORMATIVA TECNICA

- D.M. 17.01.2018, Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- UNI EN 206, "Calcestruzzo: Specificazione, prestazione, produzione e conformità".

RIFERIMENTI TECNICI UTILIZZATI

- Circolare 01/02/2009, n.617 - Istruzione per l'applicazione delle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14/01/2008.

2.4. **DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI PROGETTO CHE CONCORRONO ALLA DEFINIZIONE DELLA AZIONE SISMICA E DELLE AZIONI CONSIDERATE SULLA COSTRUZIONE**

Le azioni sismiche di progetto ai sensi del D.M. 17/01/2018, sono state determinate con i seguenti input:

- coordinate di riferimento per le opere:
 - WGS84 - latitudine: 44.171330, longitudine: 11.691373;
 - ED50 - latitudine: 44.172274, longitudine: 11.692352;
- Vita nominale: $V_N = 50$ anni,
- Classe d'uso: IV (coefficiente d'uso $C_U = 2.0$);
- Categoria di sottosuolo: E;
- Categoria topografica: T2.

Si ottiene pertanto:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

Elaborazioni grafiche


Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento



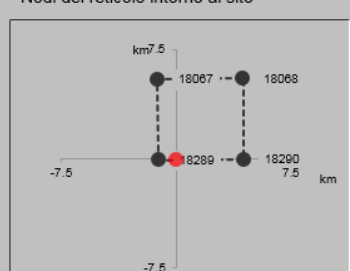
Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

Nodi del reticolo intorno al sito



INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N

info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U

info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R

info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R

info

Stati limite di esercizio - SLE

SLO - $P_{VR} = 81\%$

info

SLD - $P_{VR} = 63\%$

info

Stati limite ultimi - SLU

SLV - $P_{VR} = 10\%$

info

SLC - $P_{VR} = 5\%$

info

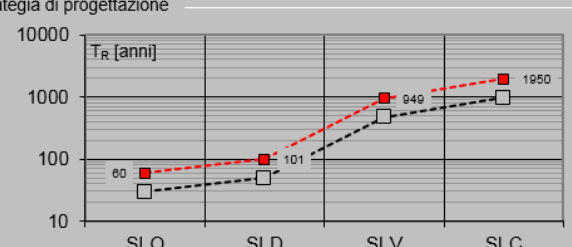
Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---△--- Strategia scelta

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo **E** info $S_s = 1.274$ $C_c = 1.827$ info
 Categoria topografica **T2** info $h/H = 1.000$ $S_T = 1.200$ info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
 Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) **5** $\eta = 1.000$ info
 Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 **3** Regol. in altezza **no** info

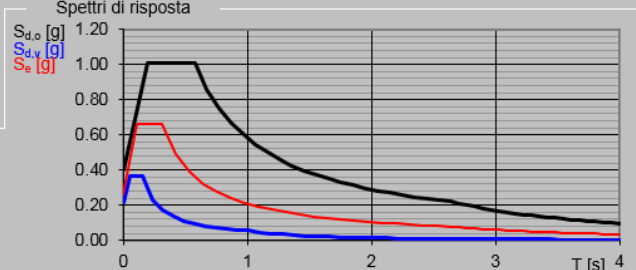
Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q **1.5** $\eta = 0.667$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta
 Parametri e punti spettri di risposta

$S_{d,o}$ [g]

$S_{d,v}$ [g]

S_e [g]



— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.260 g
F_{o^*}	2.538
T_C	0.314 s
S_s	1.274
C_c	1.827
S_T	1.200
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.529
η	1.000
T_B	0.191 s
T_C	0.574 s
T_D	2.640 s

Da cui deriva la seguente accelerazione massima:

$$a_{max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 0.398 \text{ g}$$

I coefficienti sismici di interesse per le verifiche di stabilità sono determinati in accordo al paragrafo 7.11.4 del D.M. 17.01.2018 ($\beta_S = 0.38$ allo SLV):

- $k_h = 0.151$;
- $k_v = \pm 0.076$.

Le azioni considerate nelle elaborazioni sono le seguenti:

- spinta delle terre;
- spinta dovuta ai sovraccarichi stradali;
- azione eccezionale dovuta all'eventuale urto dei veicoli contro la barriera di sicurezza
- azione sismica.

2.5. DESCRIZIONE DEI MATERIALI PER USO STRUTTURALE

Al fine di garantire idonee caratteristiche di resistenza e durabilità delle opere, è previsto l'impiego dei materiali riportati nel seguito.

2.5.1. Calcestruzzo per opere in cemento armato

Le opere in c.a. dovranno essere realizzate con conglomerato cementizio a Prestazione Garantita definito secondo il D.M. 17.01.2018 e le UNI EN 206 con le seguenti caratteristiche:

CORDOLO SU MICROPALI SUL CIGLIO STRADA

Peso specifico	25.0	kN/m ³
Resistenza cubica caratteristica a compressione: R_{ck}	37	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione: f_{ck}	30	MPa
Coefficiente riduttivo per resistenza di lunga durata: α_{cc}	0.85	
Coefficiente di sicurezza: γ_c	1.50	
Resistenza a compressione di progetto: f_{cd}	17.00	MPa
Modulo elastico di Young istantaneo: E_{cm}	32837	MPa
Classe di esposizione (UNI EN 206)	XF4	
Consistenza (slump)	S4 (fluida)	
Copriferro	50	mm

CORDOLO SU MICROPALI GRADONE INTERMEDIO ED INFERIORE

Peso specifico	25.0	kN/m ³
Resistenza cubica caratteristica a compressione: R_{ck}	30	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione: f_{ck}	25	MPa
Coefficiente riduttivo per resistenza di lunga durata: α_{cc}	0.85	
Coefficiente di sicurezza: γ_c	1.50	
Resistenza a compressione di progetto: f_{cd}	14.17	MPa
Modulo elastico di Young istantaneo: E_{cm}	31476	MPa
Classe di esposizione (UNI EN 206 1)	XC2	
Consistenza (slump)	S4 (fluida)	
Copriferro	40	mm

PARETI IN CALCESTRUZZO ARMATO

Peso specifico	25.0	kN/m ³
Resistenza cubica caratteristica a compressione: R_{ck}	30	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione: f_{ck}	25	MPa
Coefficiente riduttivo per resistenza di lunga durata: α_{cc}	0.85	
Coefficiente di sicurezza: γ_c	1.50	
Resistenza a compressione di progetto: f_{cd}	14.17	MPa
Modulo elastico di Young istantaneo: E_{cm}	31476	MPa
Classe di esposizione (UNI EN 206 1)	XC2	
Consistenza (slump)	S3÷S4	
Copriferro	30	mm

2.5.2. Acciaio per cemento armato

Si adotta acciaio per calcestruzzo armato tipo B450C. I valori di calcolo utilizzati sono riepilogati nella tabella seguente.

Acciaio da cemento armato tipo B450C

Tensione caratteristica di snervamento: f_{yk}	450	MPa
Tensione caratteristica di rottura: f_{tk}	540	MPa
Allungamento: $(A_{gt})_k$	≥7.5%	
Coefficiente di sicurezza: γ_s	1.15	
Tensione di snervamento di progetto: f_{yd}	391.30	MPa
Modulo elastico di Young: E_s	200000	MPa

2.5.3. Micropali

Acciaio da carpenteria tipo S355

Tipologia	S355J0H secondo UNI EN 10025, UNI EN 10210-1 e DM 17/01/18	
Peso specifico	78.50	kN/m ³
Modulo elastico di Young: E_s	210000	MPa
Tensione caratteristica di snervamento: f_{yk}	355	MPa
Coefficiente di sicurezza (resistenza delle sezioni): γ_{M0}	1.05	
Tensione di snervamento di progetto: f_{yd}	338.1	MPa

Malta di cemento di rivestimento e riempimento del tubolare in acciaio:

- classe di resistenza C25/30 (secondo DM 17-01-2018);
- classe di esposizione: XC2 secondo UNI EN 206.

2.5.4. Barre di ancoraggio

Barre tipo Dywidag

Diametro nominale	26.5	mm
Tensione caratteristica allo 0.1% di deformazione residua: $f_{p0.1k}$	950	MPa
Tensione caratteristica di rottura: f_{pk}	1050	MPa
Coefficiente di sicurezza (resistenza delle sezioni): γ_{M0}	1.15	
Tensione di snervamento di progetto: f_{yd}	826.1	MPa

Testate realizzate con acciaio e/o finitura superficiale e/o protezione congrua alla funzione permanente degli ancoraggi.

Malta di cemento di rivestimento delle barre:

- classe di resistenza C25/30 (secondo DM 17-01-2018);
- classe di esposizione: XC2 secondo UNI EN 206.

2.6. ILLUSTRAZIONE DEI CRITERI DI PROGETTAZIONE E DI MODELLAZIONE

Gli interventi previsti si configurano come “Miglioramento e rinforzo dei terreni e degli ammassi rocciosi” ai sensi del paragrafo 6.9 del D.M. 17.01.2018, Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”.

In particolare, i livelli prestazionali di progetto dell’opera devono essere tali da garantire le condizioni di sicurezza delle scarpate stradali in accordo a quanto previsto dalla normativa vigente per i fronti di scavo e rilevati (paragrafi 6.8.6 e 7.11.4 del D.M. 17.01.2018).

Il dimensionamento strutturale e geotecnico delle opere è avvenuto mediante modellazione agli elementi finiti (FEM) con il programma Plaxis 2018.

Plaxis 2D versione 2018 realizzato da un gruppo di ricercatori della Delft University of Technology guidati dal Prof. P.A. Vermeer, con il supporto scientifico delle Università di Grenoble, Oxford e Stuttgart: è un programma bidimensionale agli elementi finiti che permette di tenere conto del comportamento elastoplastico del terreno seguendo contemporaneamente, per passi successivi, la variazione di stato tensionale e deformativo nei vari punti dell’ammasso considerato e degli elementi strutturali collegati.

Con Plaxis è possibile:

- definire la geometria bidimensionale del problema;
- assegnare le proprietà dei materiali (terreni, materiali strutturali, ecc.);
- calcolare le sollecitazioni nelle strutture di sostegno e i fronti di scavo;
- considerare l’interazione con l’acqua di falda ed eventualmente moti di filtrazione.

Le verifiche di stabilità sono state condotte con apposita procedura definita phi-c reduction.

La determinazione del coefficiente di sicurezza avviene mediante un algoritmo iterativo ($\phi' - c'$ reduction method, Dawson, Roth and Drescher, 1999) che, sulla base dei dati di partenza (c' e $\tan \phi'$), determina successive condizioni di equilibrio del sistema eseguendo, ad ogni ciclo,

una progressiva riduzione delle resistenze fino al raggiungimento del collasso (condizione di non equilibrio del sistema):

- $c'_{prova} = c' / FS_{prova}$
- $\varphi'_{prova} = \arctan(\tan \varphi' / FS_{prova})$.

In Figura 2.11 la progressiva riduzione delle resistenze è rappresentata nel piano di Mohr-Coulomb per il singolo elemento di terreno. Si osserva che i parametri di deformabilità non influenzano in maniera apprezzabile i risultati del calcolo e, pertanto, possono essere considerati senza particolari affinamenti.

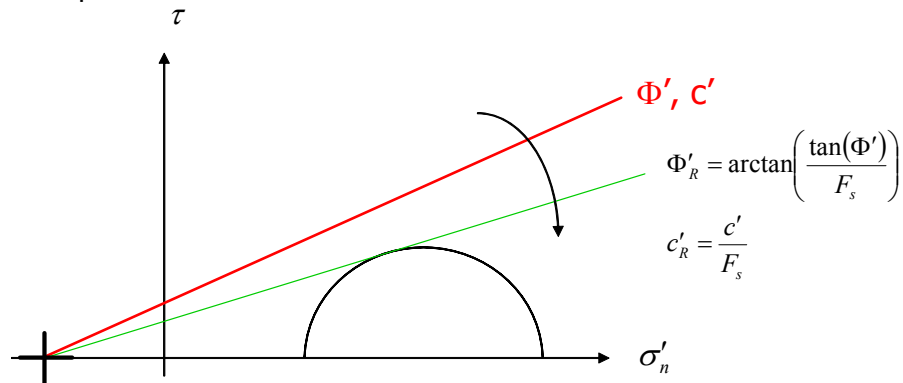


Figura 2.11: Phi-c reduction method.

Rispetto ai classici metodi dell'equilibrio limite presenta numerosi vantaggi (e.g. Dawson and Roth, 1999, and Cala and Flisiak, 2001):

- le superfici di rottura si propagano in maniera "naturale"; quindi non occorre specificare preventivamente i cinematismi e le potenziali superfici di rottura su cui ricercare il coefficiente di sicurezza minimo;
- non richiede al definizione di ipotesi di calcolo "artificiali" (es. ipotesi sulle forze di interfaccia);
- la metodologia non implica limitazioni sulla forma e la modalità di propagazione delle potenziali superfici di rottura (anche multiple e/o con propagazioni complesse delle zone di snervamento) in funzione delle esigenze del sistema;
- l'interazione con eventuali elementi strutturali vengono modellate in maniera realistica con una mobilitazione delle resistenze in funzione della deformazione relativa rispetto al terreno circostante e non semplicemente mediante forze equivalenti.
- la soluzione converge in un meccanismo che è cinematicamente ammissibile (si noti che i metodi classici dell'equilibrio limite prescindono dalla valutazione degli spostamenti e non richiedono pertanto la conoscenza dei legami tensioni-deformazioni ma del solo criterio di resistenza dei terreni interessati).

In Plaxis il moltiplicatore totale:

$$\Sigma M_{sf} = \tan \varphi_{input} / \tan \varphi_{reduced} = C_{input} / C_{reduced},$$

è utilizzato per definire il fattore di sicurezza:

$FS = \text{resistenza disponibile} / \text{resistenza a rottura} = \text{valore di } \Sigma Msf \text{ a rottura}$.

Il calcolo delle opere è stato effettuato considerando il problema bi-dimensionale ed adottando le sezioni di calcolo maggiormente rappresentative.

I terreni sono stati considerati di tipo Mohr-Coulomb con comportamento drenato.

Il modello di calcolo completo del software Plaxis per il Consolidamento della scarpata stradale in corrispondenza del muro esistente è riportato in Figura 2.12; in tale figura sono rappresentati:

- le unità geotecniche di riferimento:
 - Coltre detritica e depositi alluvionali → Unità 1;
 - Formazione di substrato (porzione presumibilmente alterata) → Unità 2a;
 - Formazione di substrato (porzione non alterata) → Unità 2b;
- la presenza della sovrastruttura stradale;
- l'indicazione del muro esistente alla base della scarpata esistente.

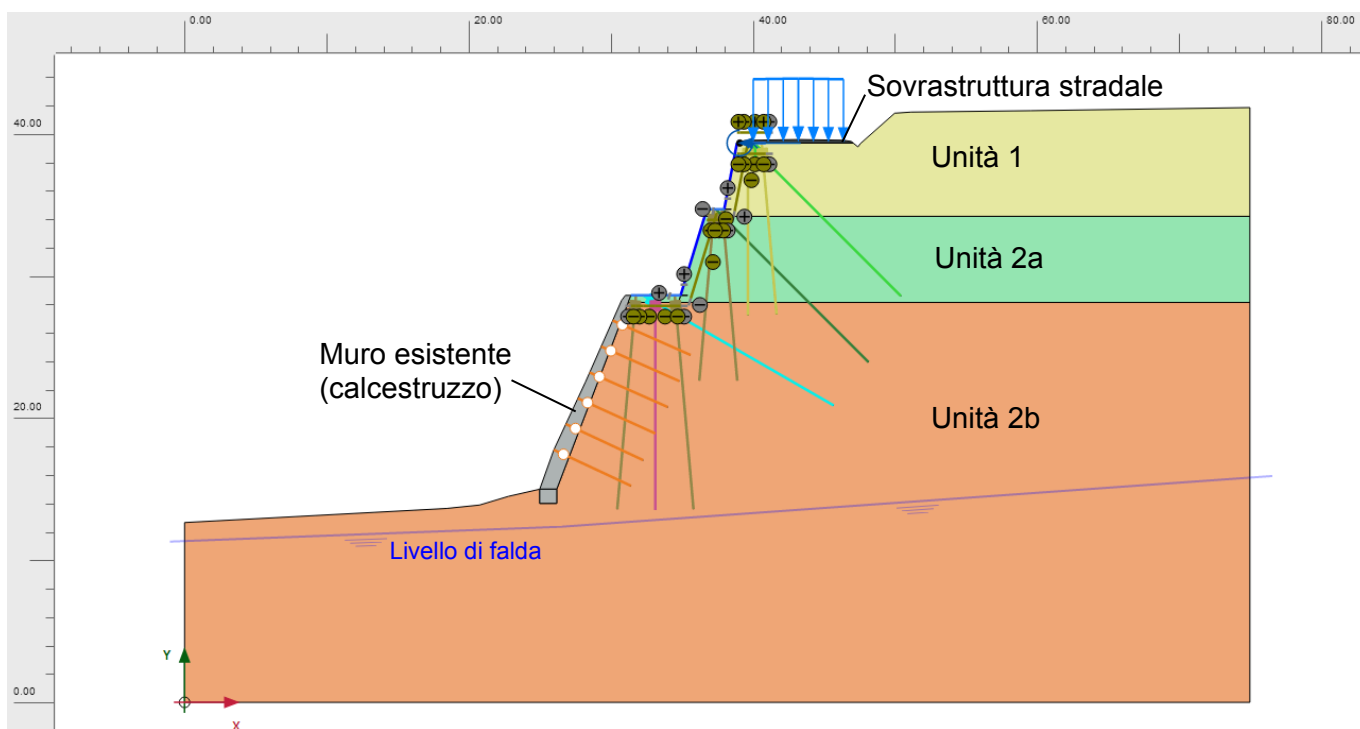


Figura 2.12: Consolidamento della scarpata stradale in corrispondenza del muro esistente, modello di calcolo con indicazione delle unità geotecniche e del livello di falda considerati.

Per quanto concerne i carichi applicati a livello del sedime stradale, ovvero al cordolo sommitale, in Figura 2.13 è riportato:

- il sovraccarico stradale/di cantiere;
- la forza di taglio ed il corrispondente momento propri dell'urto di un veicolo contro la barriera di sicurezza ancorata al cordolo sommitale.

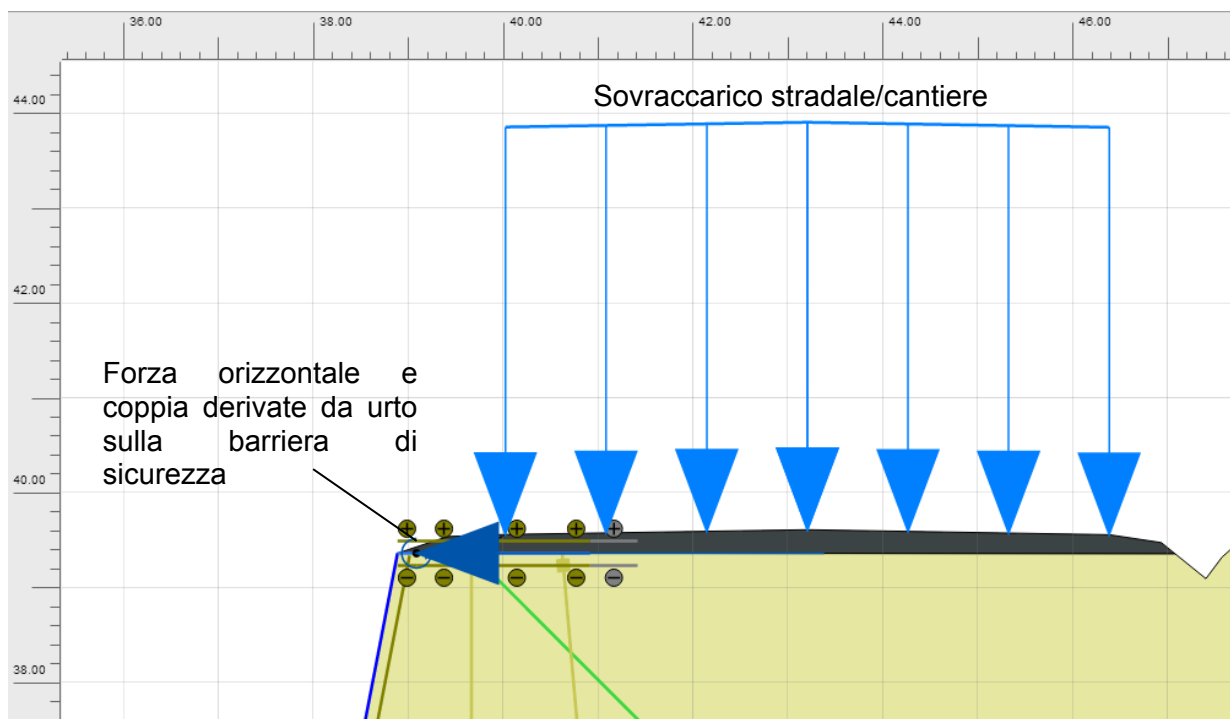


Figura 2.13: Dettaglio di Figura 2.12 con indicazione dei sovraccarichi adottati nelle elaborazioni.

In Figura 2.14 è riportata:

- la nomenclatura dei diversi elementi plate adottati per schematizzare i cordoli su micropali ed i nuovi paramenti;
- la nomenclatura del singolo micropalo (1, 2, 3.... per quelli verticali e subverticali; 3i, 6i, 10i per quelli sub-orizzontali) schematizzato con elementi tipo embedded beam row;
- la nomenclatura delle barre tipo Dywidag di ancoraggio del muro esistente (a, b, c, ...) schematizzate con elementi tipo embedded beam row;
- la tipologia dei micropali/barre ai fini della attribuzione delle caratteristiche di resistenza, portanza e deformabilità nel modello di calcolo (identificativo con il prefisso E).

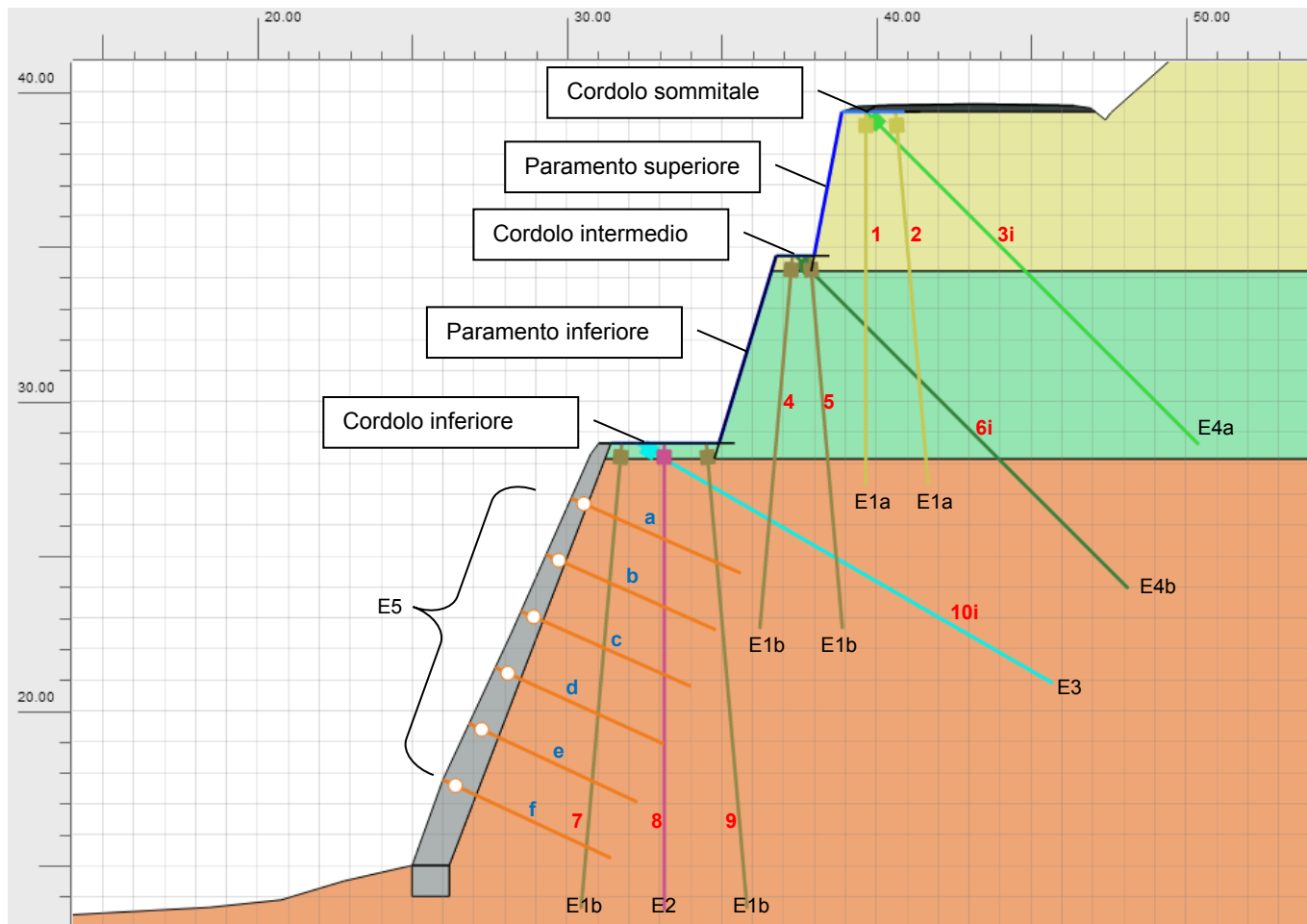


Figura 2.14: Dettaglio di Figura 2.12 con identificativo sia del singolo elemento sia delle caratteristiche tipologiche dei micropali/barre nelle elaborazioni (numerazione con prefisso E).

Il modello di calcolo completo del software Plaxis per il Presidio porzioni di viabilità a margine della scarpata/muro consolidato è riportato in Figura 2.15; in tale figura sono rappresentati:

- le unità geotecniche di riferimento:
 - Coltre detritica e depositi alluvionali → Unità 1;
 - Formazione di substrato (porzione presumibilmente alterata) → Unità 2a;
 - Formazione di substrato (porzione non alterata) → Unità 2b;
- la presenza della sovrastruttura stradale.

Per quanto concerne i carichi applicati a livello del sedime stradale, ovvero al cordolo sommitale, si rimanda alla Figura 2.13.

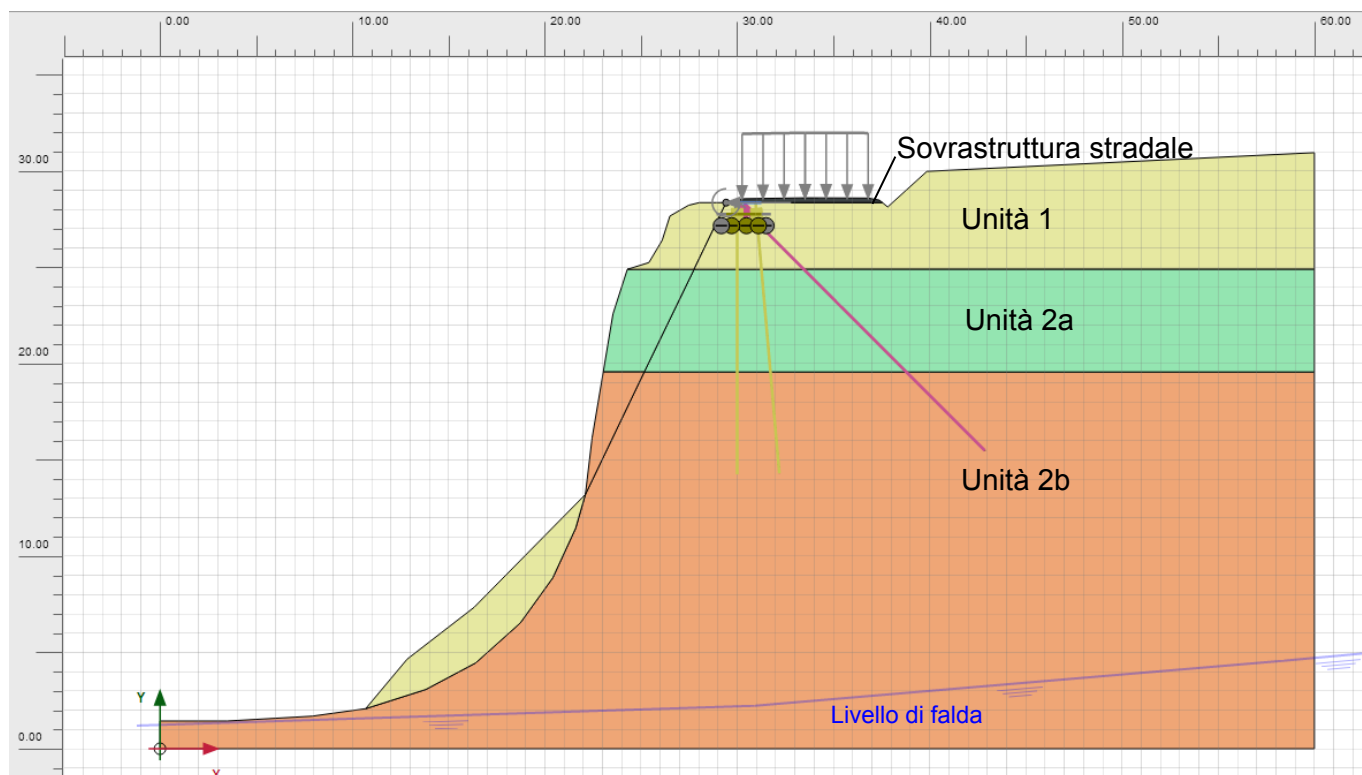


Figura 2.15: Presidio porzioni di viabilità a margine della scarpata/muro consolidato, modello di calcolo con indicazione delle unità geotecniche e del livello di falda considerati.

In Figura 2.16 è riportata:

- l'elemento plate adottato per schematizzare il cordolo su micropali;
- la nomenclatura del singolo micropalo (1' e 2' per quelli verticali e subverticali; 3' per quello sub-orizzontali) schematizzati con elementi tipo embedded beam row;
- la tipologia dei micropali ai fini della attribuzione delle caratteristiche di resistenza, portanza e deformabilità nel modello di calcolo (identificativo con il prefisso E').

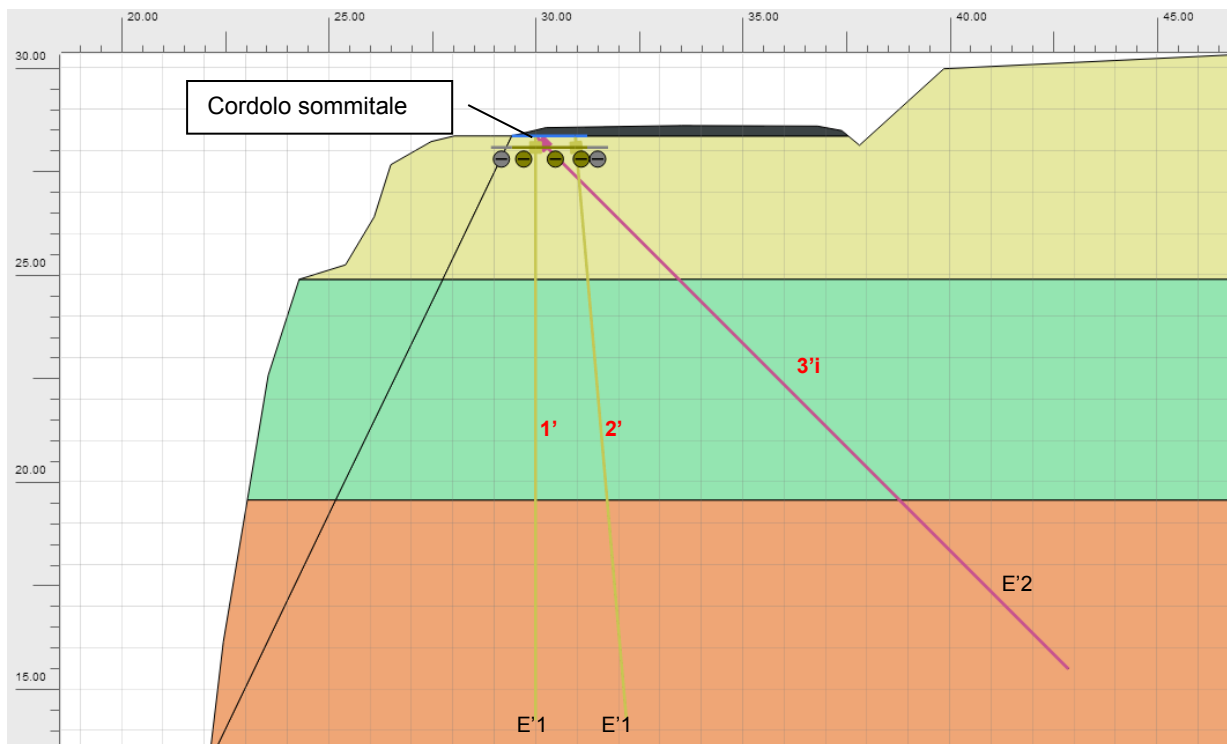


Figura 2.16: Dettaglio di Figura 2.15 con identificativo sia del singolo elemento sia delle caratteristiche tipologiche dei micropali/barre nelle elaborazioni (numerazione con prefisso E').

2.7. INDICAZIONE DELLE PRINCIPALI COMBINAZIONI IN RELAZIONE AGLI SLU/SLV E SLE

Conformemente al D.M. 17/01/2018 sono state considerate le seguenti combinazioni di calcolo delle azioni.

2.7.1. Combinazioni statiche fondamentali agli Stati Limite Ultimi (SLU)

Dal momento che scopo dell'intervento è il consolidamento/presidio del sedime stradale nei confronti della stabilità, i carichi allo SLU a cui sono soggette le opere sono quelli desunti dalla verifica di stabilità globale della scarpata condotta in accordo al paragrafo 6.8.2 della normativa.

In particolare, le azioni di progetto allo SLU sono rappresentate da quelle necessarie a garantire idonea stabilità, valutate a seguito della verifica di stabilità globale in condizione statica, ovvero secondo la combinazione 2:

$$A2+M2+R2$$

con le seguenti assunzioni:

- coefficienti parziali sulle azioni in accordo alla Tab. 6.2.I della norma;
- coefficienti parziali sui parametri geotecnici secondo la Tab. 6.2.II della norma;
- resistenze di progetto con coefficiente parziale $\gamma_R = 1.1$ (Tab. 6.8.I della norma).

Il sovraccarico stradale (azione variabile) è stato assunto uniformemente distribuito sul sedime stradale e di valore caratteristico $q_k = 20$ kPa.

Cautelativamente in tale combinazione viene considerata anche l'azione eccezionale rappresentativa dell'urto di un veicolo contro la barriera di sicurezza presente al bordo strada

ed ancorata sul cordolo sommitale, simulata con una forza orizzontale diretta verso valle di valore caratteristico pari a 100 kN applicata a 1.0 m dall'estradosso del cordolo sommitale

2.7.2. COMBINAZIONI STATICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

Per gli stati limite di esercizio sono state effettuate le verifiche delle tensioni in esercizio ed a fessurazione degli elementi strutturali in conglomerato cementizio armato assumendo l'ipotesi di:

- condizioni ambientali ordinarie (calcestruzzo con classe di esposizione XC2 per cordoli non sommitali e paramenti);
- condizioni ambientali molto aggressive (calcestruzzo con classe di esposizione XF4 per cordoli sommitali);
- armature poco sensibili.

Sono inoltre state valutate le deformazioni delle strutture.

La combinazione caratteristica "rara" da adottare è la seguente, considerando che si ha una sola azione variabile:

$$F_d = G_1 + Q_{k1}$$

I carichi sono rappresentati:

- dalle spinte del terreno (G_1);
- dalle spinte indotte sull'opera per effetto del sovraccarico stradale, schematizzato come carico variabile uniformemente distribuito sulla carreggiata di valore caratteristico $q_k = 20$ kPa (Q_{k1}).

Cautelativamente la combinazione frequente e quella quasi permanente sono state considerate coincidenti con quella rara.

2.7.3. COMBINAZIONI SISMICHE FONDAMENTALI AGLI STATI LIMITE ULTIMI (STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA - SLV)

Dal momento che scopo dell'intervento è il consolidamento/presidio del sedime stradale nei confronti della stabilità, i carichi allo SLV a cui sono soggette le opere sono quelli desunti dalla verifica di stabilità globale della scarpata condotta in accordo al paragrafo 7.11.4 della normativa.

In particolare, le azioni di progetto allo SLV sono rappresentate da quelle necessarie a garantire idonea stabilità, valutate a seguito della verifica di stabilità globale in condizione sismica, ovvero secondo la combinazione 2:

$$A2+M2+R2$$

con le seguenti assunzioni:

- coefficienti parziali sulle azioni unitari;
- coefficienti parziali sui parametri geotecnici unitari;
- resistenze di progetto con coefficiente parziale $\gamma_R = 1.2$.

Nel caso in esame non sono state considerate azioni variabili in presenza di sisma.

2.8. METODO DI ANALISI

2.8.1. Analisi della interazione terreno-opera

Al fine di rappresentare il comportamento dell'opera di consolidamento durante le varie fasi di esercizio/verifica si è ritenuto opportuno l'impiego di un metodo di calcolo agli elementi finiti (FEM).

Il software adottato per le verifiche è Plaxis 2018, descritto al paragrafo 2.6.

2.8.2. Verifiche strutturali delle sezioni in c.a.

Le verifiche a presso/tenso-flessione agli SLU delle sezioni in conglomerato cementizio armato sono state condotte con l'ausilio del software Vca SLU del Prof. Gelfi ().

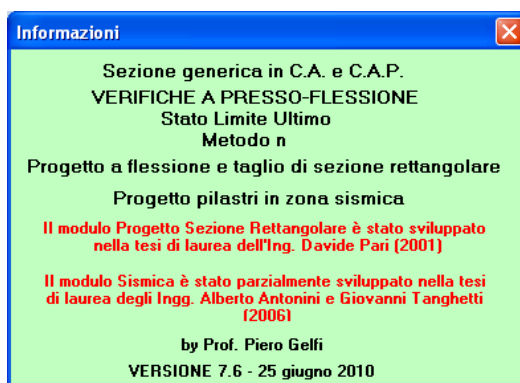


Figura 2.17: Programma di calcolo adottato per le verifiche a pressoflessione della sezione in c.a..

Le verifiche a taglio e punzonamento sono state condotte in accordo alla normativa vigente. Le verifiche a fessurazione sono state svolte con riferimento al metodo tabellare riportato nella Circ. Min. II.TT. 02/02/2009, n. 617, "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14/01/2008".

2.8.3. Verifiche strutturali delle sezioni carpenteria metallica (micropali)

Le verifiche dei profilati cavi in acciaio dei micropali sono state condotte con fogli interni di calcolo excel sulla base di quanto previsto al capitolo 4 del DM 17/01/18.

2.8.4. Verifiche strutturali delle barre di ancoraggio

Le verifiche delle barre di ancoraggio sono state condotte con fogli interni di calcolo excel sulla base di quanto previsto al capitolo 4 del DM 17/01/18.

2.8.5. Verifiche di capacità portante dei tiranti passivi (micropali e barre)

Le verifiche geotecniche di capacità portante sono state condotte sulla base di quanto previsto al paragrafo 6.6 del DM 17/01/18.

2.8.6. Verifiche di stabilità globale

Le verifiche di stabilità globale costituiscono il fattore dimensionante degli interventi di consolidamento e presidio.

Infatti, i livelli prestazionali di progetto dell'opera devono essere tali da garantire le condizioni di sicurezza delle scarpate stradali in accordo a quanto previsto dalla normativa vigente per i fronti di scavo e rilevati (paragrafi 6.8.6 e 7.11.4 del D.M. 17.01.2018).

Tali verifiche sono pertanto implicitamente soddisfatte per la procedura di dimensionamento delle opere adottata, come riepilogato nel seguito.

Combinazioni statiche fondamentali agli Stati Limite Ultimi (SLU)

Come indicato nel paragrafo 2.7.1, *“Dal momento che scopo dell'intervento è il consolidamento/presidio del sedime stradale nei confronti della stabilità, i carichi allo SLU a cui sono soggette le opere sono quelli desunti dalla verifica di stabilità globale della scarpata condotta in accordo al paragrafo 6.8.2 della normativa.*

In particolare, le azioni di progetto allo SLU sono rappresentate da quelle necessarie a garantire idonea stabilità, valutate a seguito della verifica di stabilità globale in condizione statica, ovvero secondo la combinazione 2:

A2+M2+R2

con le seguenti assunzioni:

- coefficienti parziali sulle azioni in accordo alla Tab. 6.2.I della norma;
- coefficienti parziali sui parametri geotecnici secondo la Tab. 6.2.II della norma;
- resistenze di progetto con coefficiente parziale $\gamma_R = 1.1$ (Tab. 6.8.I della norma).”

Combinazioni sismiche fondamentali agli stati limite ultimi (stato limite di salvaguardia - SLV)

Come indicato nel paragrafo 2.7.3, *“Dal momento che scopo dell'intervento è il consolidamento/presidio del sedime stradale nei confronti della stabilità, i carichi allo SLV a cui sono soggette le opere sono quelli desunti dalla verifica di stabilità globale della scarpata condotta in accordo al paragrafo 7.11.4 della normativa.*

In particolare, le azioni di progetto allo SLV sono rappresentate da quelle necessarie a garantire idonea stabilità, valutate a seguito della verifica di stabilità globale in condizione sismica, ovvero secondo la combinazione 2:

A2+M2+R2

con le seguenti assunzioni:

- coefficienti parziali sulle azioni unitari;
- coefficienti parziali sui parametri geotecnici unitari;
- resistenze di progetto con coefficiente parziale $\gamma_R = 1.2$.”

Per i dettagli si rimanda al paragrafo 8.12.

2.9. CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE INDAGATI

Nel seguito si riportano le verifiche condotte con riferimento ai diversi stati limite indagati.

- Stato limite ultimo (SLU) statico, stato limite di salvaguardia della vita (SLV) sismico:
 - verifiche di stabilità globale del complesso opere-terreno (Approccio 1 – combinazione 2): forniscono le azioni sulle strutture finalizzate al soddisfacimento delle verifiche di stabilità; tali azioni sono considerate come valori di calcolo ai fini delle successive verifiche strutturali;
 - verifiche di resistenza degli elementi strutturali delle opere;

- verifiche geotecniche degli elementi che svolgono la funzione di tiranti (micropali inclinati e barre).
- Stato limite ultimo (SLE) statico:
 - verifica delle tensioni ed a fessurazione degli elementi strutturali in conglomerato cementizio armato per effetto principalmente dei carichi stradali;
 - spostamenti dell'opera e del terreno per verificarne la compatibilità funzionale e di sicurezza.

2.10. Consolidamento della scarpata stradale in corrispondenza del muro esistente – CONFIGURAZIONI DEFORMATE, CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE DELLE STRUTTURE DEFINITIVE OGGETTO DI CALCOLO

2.10.1. Sezione di calcolo

La sezione di calcolo è riportata in Figura 2.12

2.10.2. Fasi di calcolo

Le fasi di calcolo del modello Plaxis sono le seguenti:

- fase di calcolo 1 – fase geostatica iniziale;
- fase di calcolo 2 – realizzazione delle opere;
- *condizioni statiche:*
 - fase di calcolo 3_{statica} – applicazione del sovraccarico stradale di valore caratteristico pari a 20kPa (azzeramento degli spostamenti ad inizio fase)
SLE Combinazione rara↔frequente↔quasi permanente
 - fase di calcolo 4_{statica} – applicazione:
 - del sovraccarico stradale di valore caratteristico pari a 20kPa;
 - delle forze derivate dall'urto del veicolo applicato in asse cordolo sommitale di spessore 50 cm:
 - $F_k=100\text{kN/m}$;
 - $M_k=125\text{kNm/m}$ (momento applicato ad asse cordolo sommitale dalla forza d'urto);
 - fattorizzazione dei carichi secondo i coefficienti A2 e dei parametri secondo i coefficienti M2;
 - fase di calcolo 5_{statica} – verifica di stabilità in condizioni statiche (vedi paragrafo 2.7.1) cautelativamente condotta considerando anche l'azione eccezionale dovuta all'urto fattorizzata come variabile in accordo all'approccio considerato per la stabilità; nella verifica si impone il raggiungimento del coefficiente parziale minimo indicato nella norma ($\gamma_R = 1.1$);
SLU – Combinazione statica fondamentale agli Stati limite Ultimi
- *condizioni sismiche:*
 - fase di calcolo 3_{sismica} – applicazione del sisma orizzontale e verticale con forza inerziale diretta verso il basso:

$$\left. \begin{array}{l} k_h = 0.151 \\ k_v = 0.076 \end{array} \right\} \Leftrightarrow \text{vedi paragrafo 2.4}$$

- fase di calcolo 4a_{sismica} – verifica di stabilità in condizioni sismiche (vedi paragrafo 2.7.3); nella verifica si impone il raggiungimento del coefficiente parziale minimo indicato nella norma ($\gamma_R = 1.2$);
SLV+ – Stato limite di salvaguardia della vita
- fase di calcolo 3b_{sismica} – applicazione del sisma orizzontale e verticale con forza inerziale diretta verso il basso:

$$\left. \begin{array}{l} k_h = 0.151 \\ k_v = -0.076 \end{array} \right\} \Leftrightarrow \text{vedi paragrafo 2.4}$$

- fase di calcolo 4b_{sismica} – verifica di stabilità in condizioni sismiche (vedi paragrafo 2.7.3); nella verifica si impone il raggiungimento del coefficiente parziale minimo indicato nella norma ($\gamma_R = 1.2$);
SLV- – Stato limite di salvaguardia della vita

2.10.3. Risultati delle elaborazioni

Nel seguito sono riportate le immagini inerenti le diverse fasi di calcolo significative indicate al paragrafo 2.10.2.

Inoltre, sono riportati anche gli output del programma di calcolo Plaxis in termini di:

- configurazione modello nella fase di calcolo considerata;
- spostamenti verticali ed orizzontali del modello di calcolo, per lo Stato Limite di Esercizio;
- sollecitazioni sugli elementi strutturali del consolidamento (SLE e/o SLU-SLV); per quanto concerne lo Stato Limite di Esercizio, sono indicate le sollecitazioni dei soli elementi strutturali per cui tali verifiche sono di interesse, ovvero cordoli e paramenti;

con riferimento alla nomenclatura indicata in Figura 2.14 e per le seguenti fasi di calcolo (vedi paragrafo 2.10.2):

- fase di calcolo 3_{statica} – applicazione del sovraccarico stradale di valore caratteristico pari a 20kPa:
SLE Combinazione rara↔frequente↔quasi permanente;
- fase di calcolo 5_{statica} – verifica di stabilità in condizioni statiche:
SLU – Combinazione statica fondamentale agli Stati limite Ultimi;
- fase di calcolo 4a_{sismica} – verifica di stabilità in condizioni sismiche:
SLV+ – Stato limite di salvaguardia della vita;
- fase di calcolo 4b_{sismica} – verifica di stabilità in condizioni sismiche:
SLV- – Stato limite di salvaguardia della vita.

Le sollecitazioni indicate sono per metro di sviluppo del modello di calcolo, di conseguenza le sollecitazioni sui micropali/barre si ottengono moltiplicando il valore indicato per l'interasse dei micropali/barre.

Fase di calcolo 1: fase geostatica iniziale.

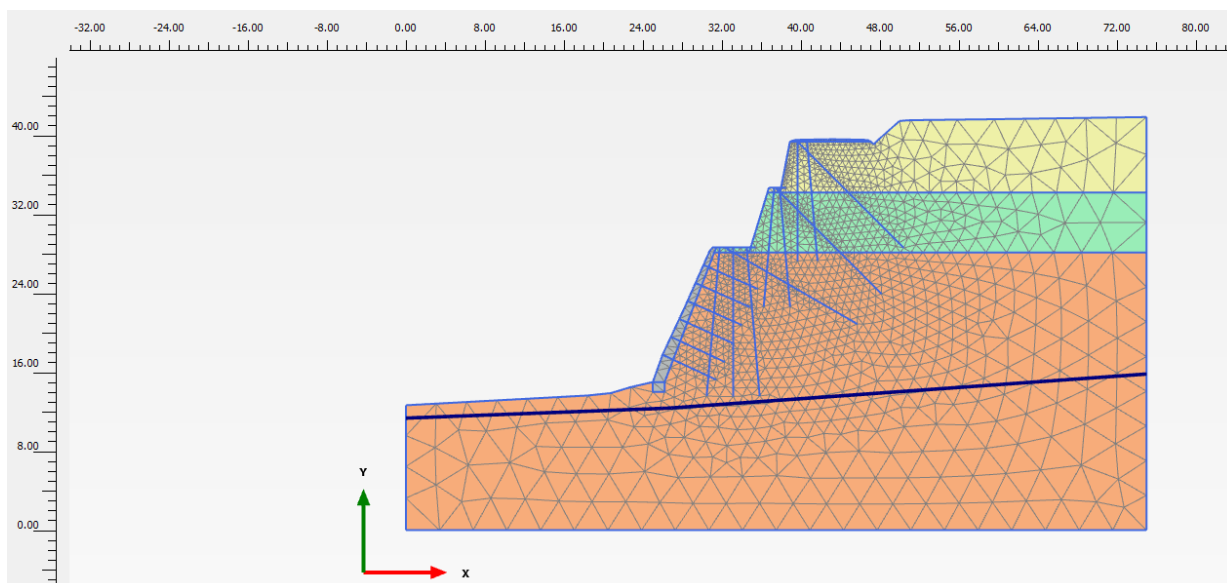


Figura 2.18: Consolidamento scarpata – Fase geostatica iniziale – Modello di calcolo.

Fase di calcolo 2: realizzazione delle opere.

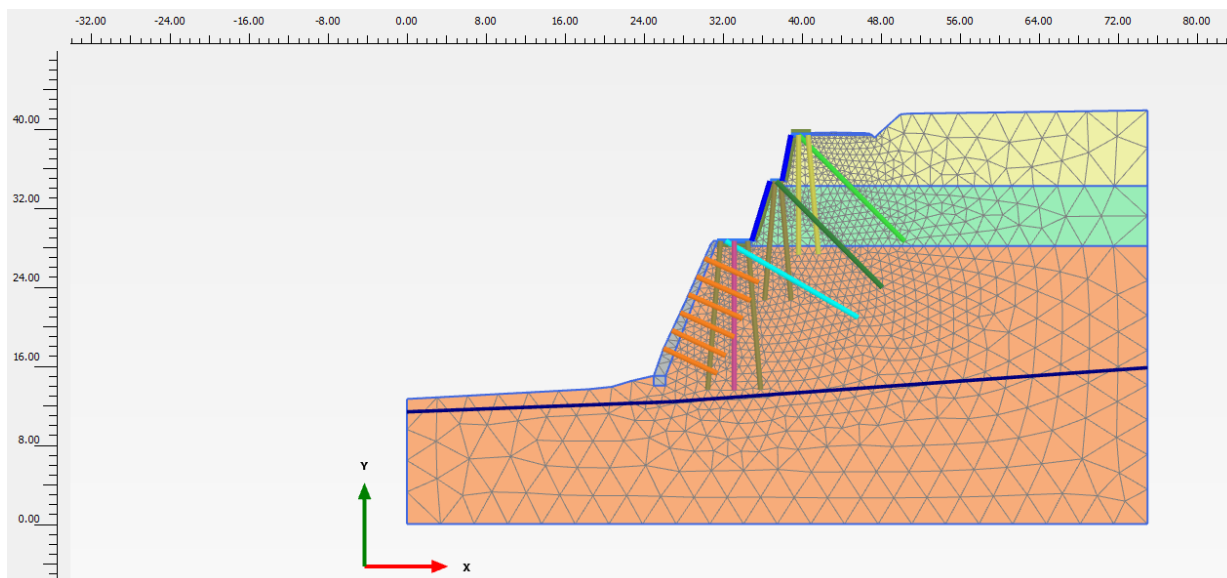


Figura 2.19: Consolidamento scarpata – Realizzazione delle opere – Modello di calcolo.

Fase di calcolo 3_{statica}: applicazione del sovraccarico stradale di valore caratteristico pari a 20kPa (SLE).

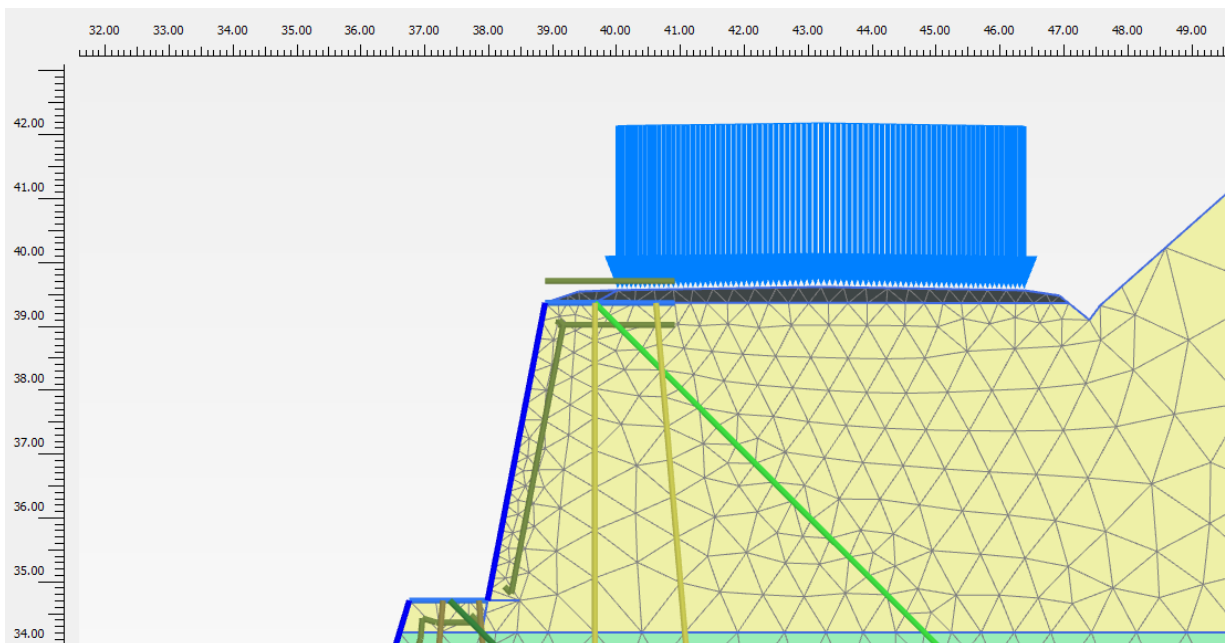


Figura 2.20: Consolidamento scarpata – Applicazione carico stradale (SLE) – Porzione modello di calcolo in corrispondenza del sedime stradale (presenza sovraccarico stradale).

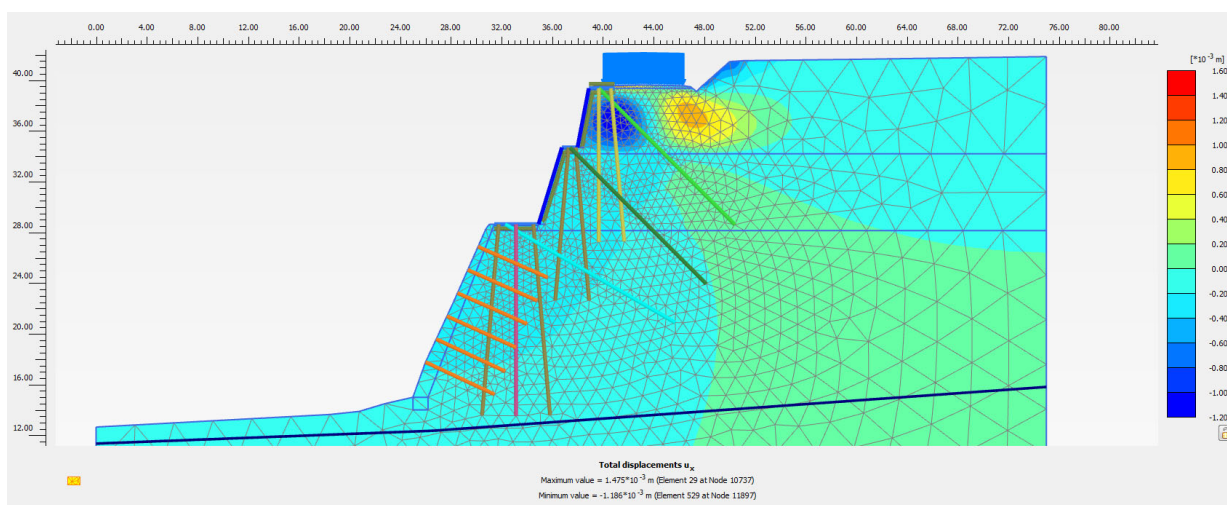


Figura 2.21: Consolidamento scarpata – Applicazione carico stradale (SLE) – Spostamenti orizzontali.

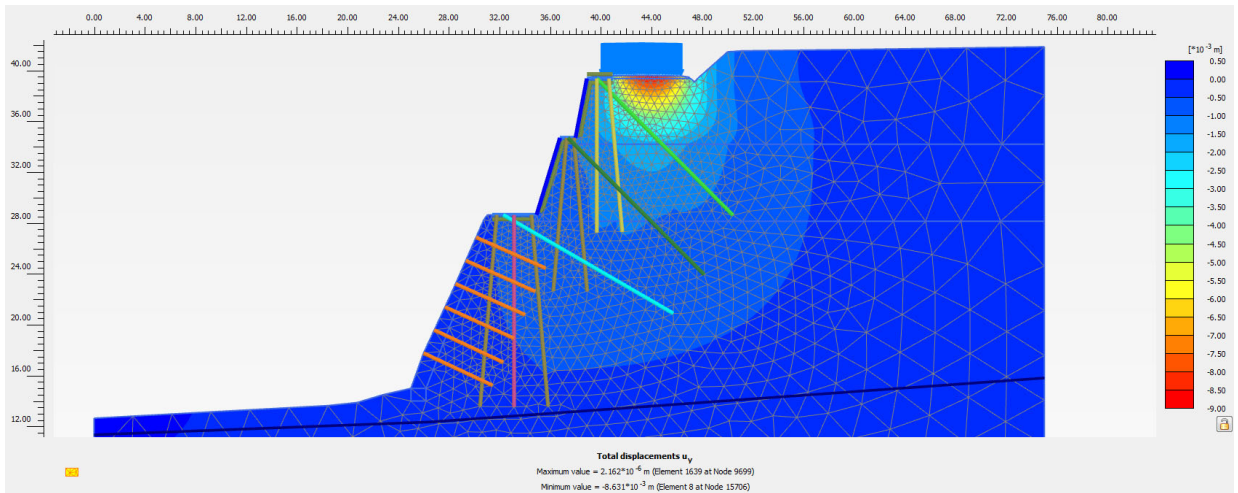


Figura 2.22: Consolidamento scarpata – Applicazione carico stradale (SLE) – Spostamenti verticali.

Gli spostamenti allo SLE sono modesti ed inferiori al centimetro.

Nelle figure seguenti sono riportate le sollecitazioni sui cordoli e paramenti, di interesse per lo SLE.

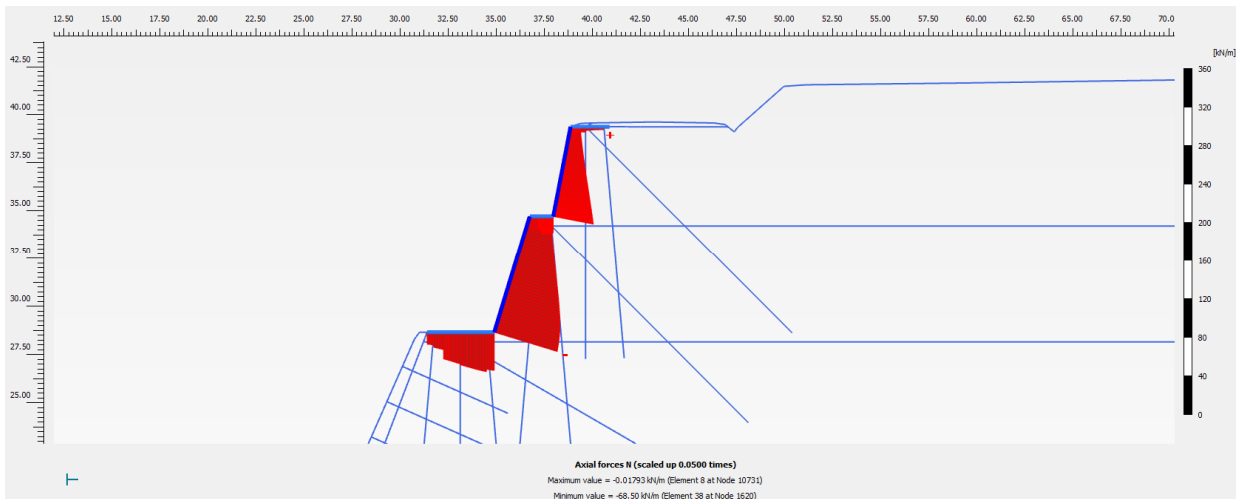


Figura 2.23: Consolidamento scarpata – Applicazione carico stradale (SLE) – Azione assiale su cordoli e paramenti (negativa se di compressione).

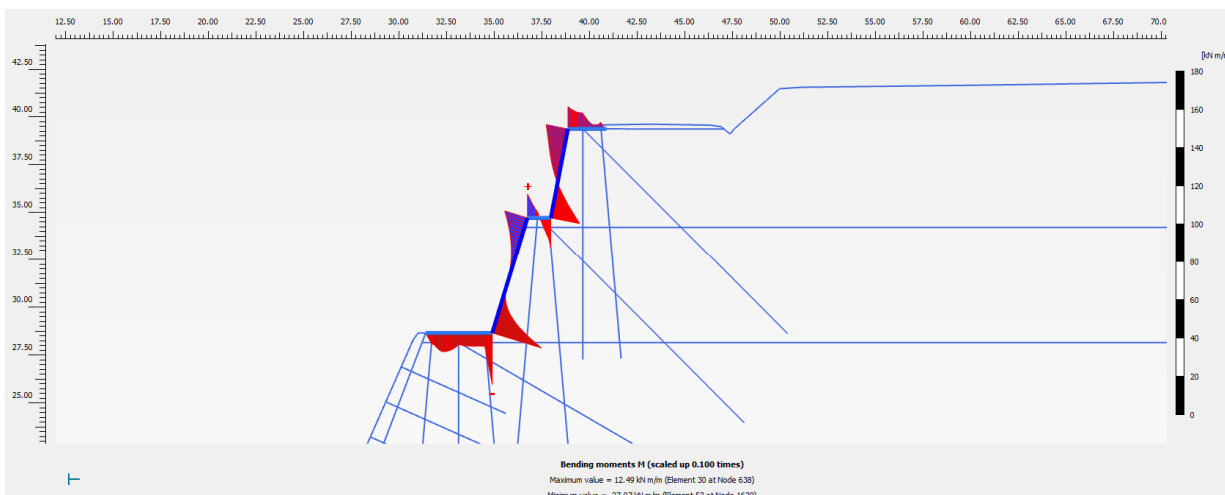


Figura 2.24: Consolidamento scarpata – Applicazione carico stradale (SLE) – Azione flettente su cordoli e paramenti.

Fase di calcolo 5_{statica}: verifica di stabilità in condizione statica A2+M2+R2(=1.1) – SLU.

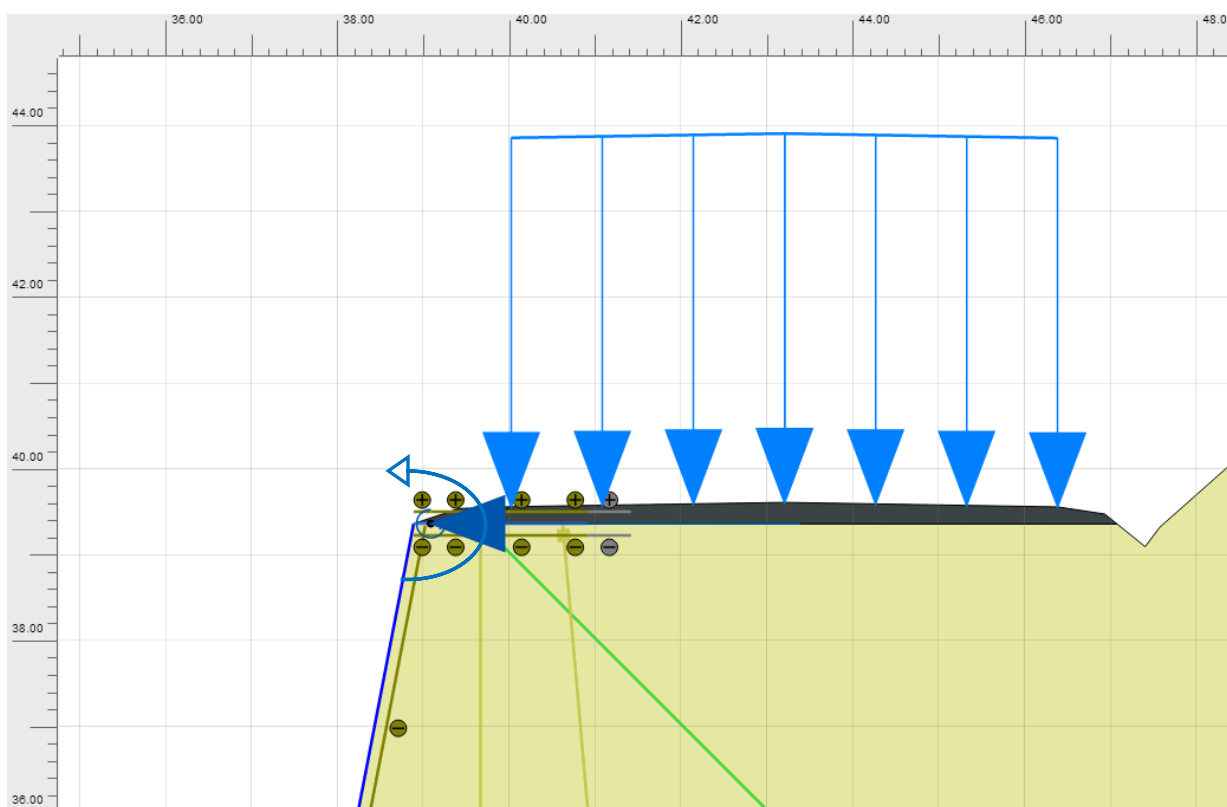


Figura 2.25: Consolidamento scarpata – Verifica di stabilità in condizione statica (SLU) – Porzione modello di calcolo in corrispondenza del sedime stradale (presenza sovraccarico stradale ed azioni urto veicolo contro barriera di sicurezza).

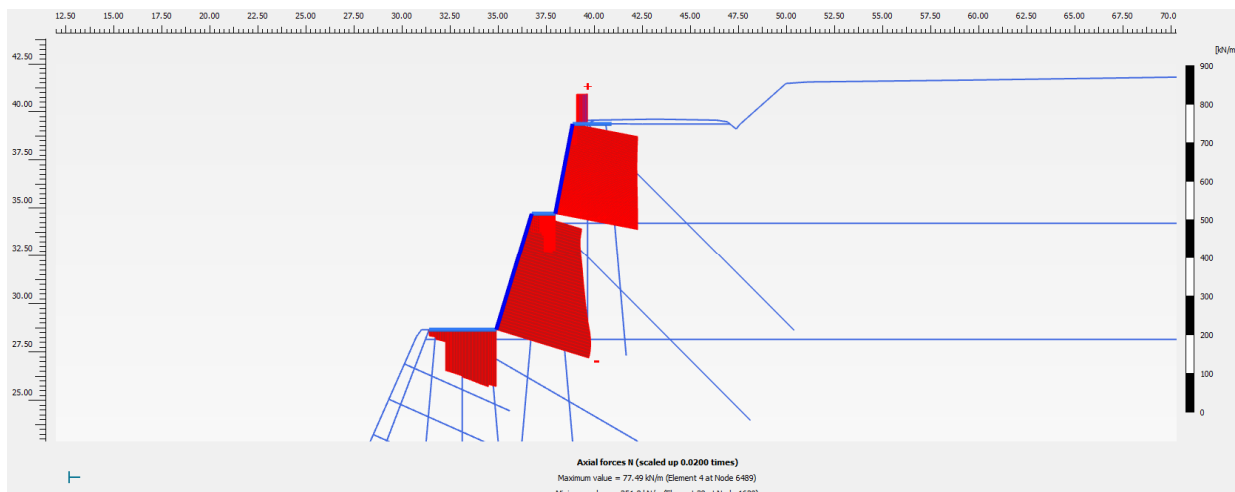


Figura 2.26: Consolidamento scarpata – Verifica di stabilità in condizione statica (SLU) – Azione assiale su cordoli e paramenti (negativa se di compressione).

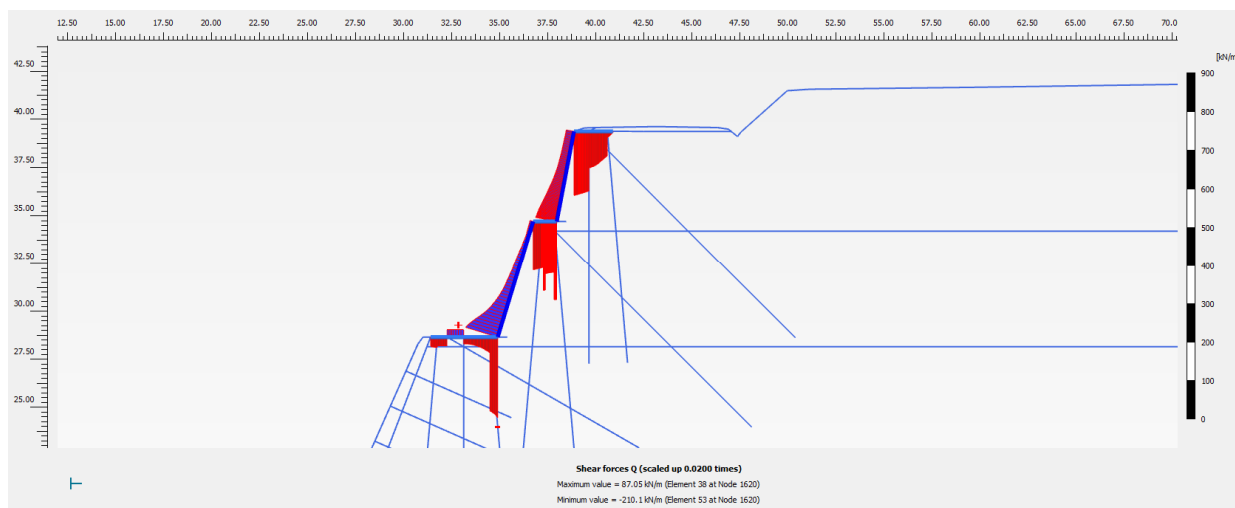


Figura 2.27: Consolidamento scarpata – Verifica di stabilità in condizione statica (SLU) – Azione di taglio su cordoli e paramenti.

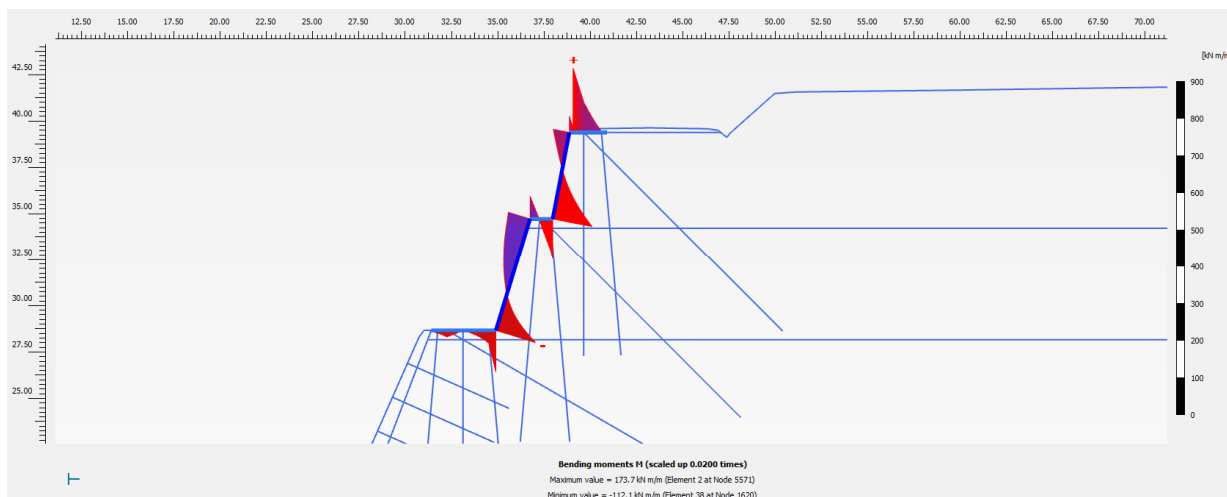


Figura 2.28: Consolidamento scarpata – Verifica di stabilità in condizione statica (SLU) – Azione flettente su cordoli e paramenti.

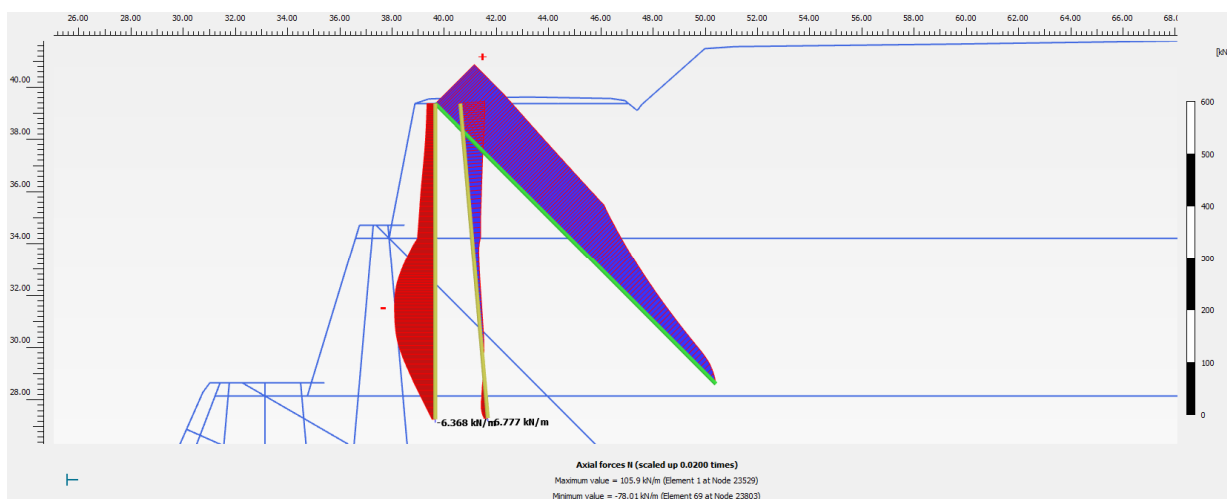


Figura 2.29: Consolidamento scarpata – Verifica di stabilità in condizione statica (SLU) – Azione assiale su micropali connessi al cordolo sommitale (negativa se di compressione).

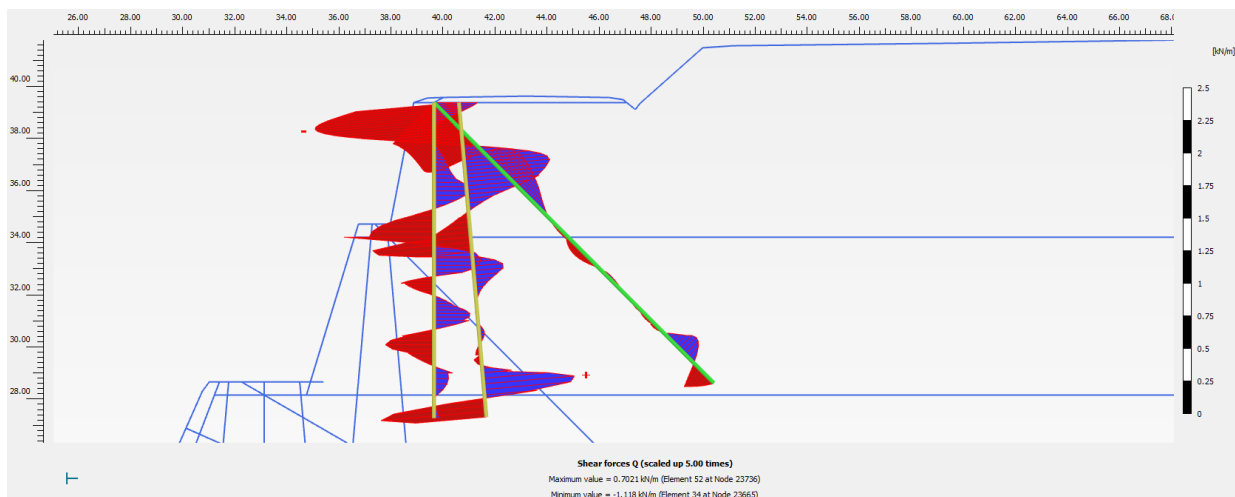


Figura 2.30: Consolidamento scarpata – Verifica di stabilità in condizione statica (SLU) – Azione di taglio su micropali connessi al cordolo sommitale.

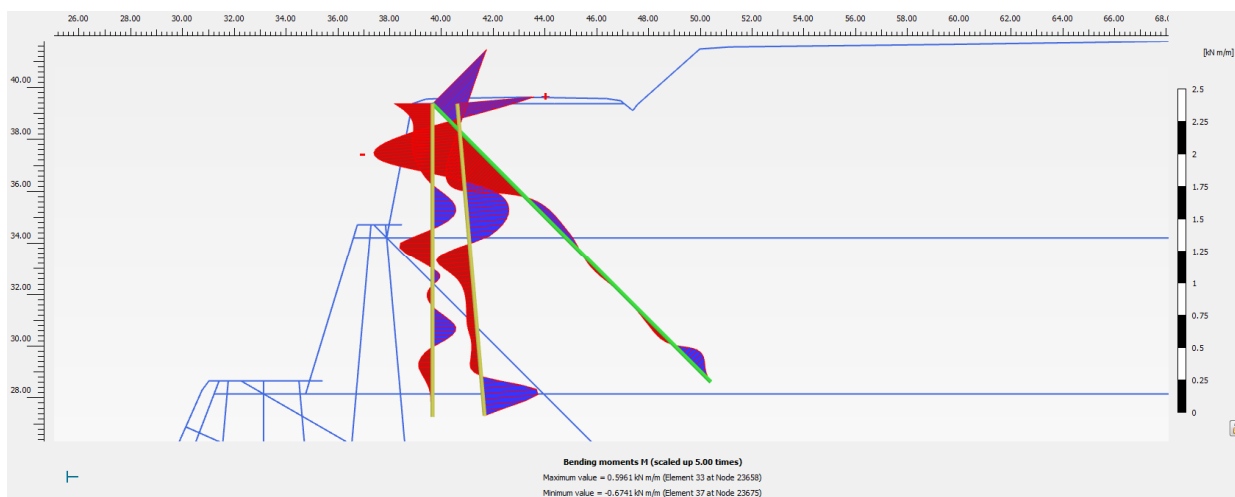


Figura 2.31: Consolidamento scarpata – Verifica di stabilità in condizione statica (SLU) – Azione flettente su micropali connessi al cordolo sommitale.

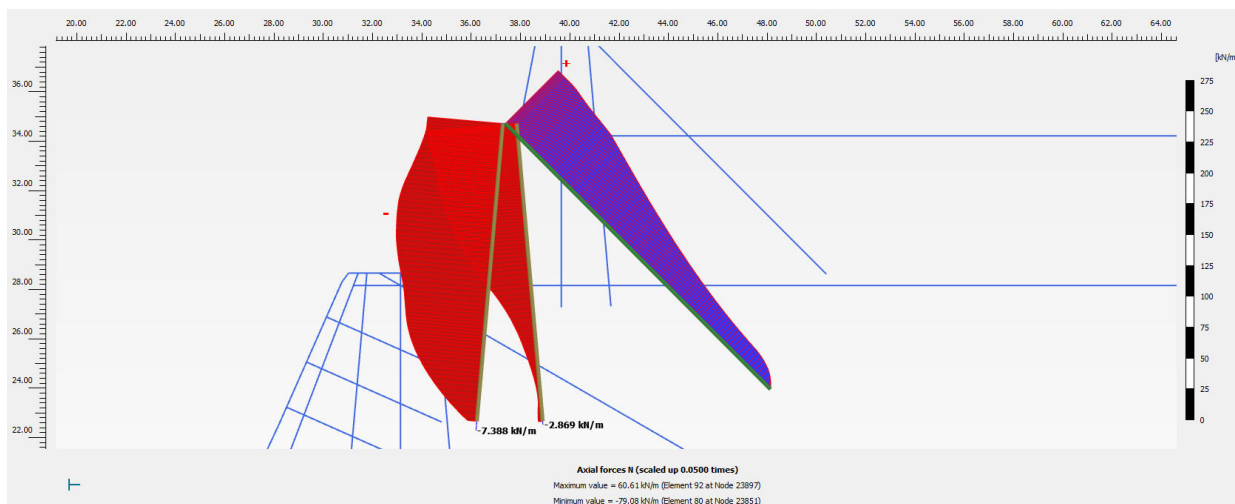


Figura 2.32: Consolidamento scarpata – Verifica di stabilità in condizione statica (SLU) – Azione assiale su micropali connessi al cordolo intermedio (negativa se di compressione).

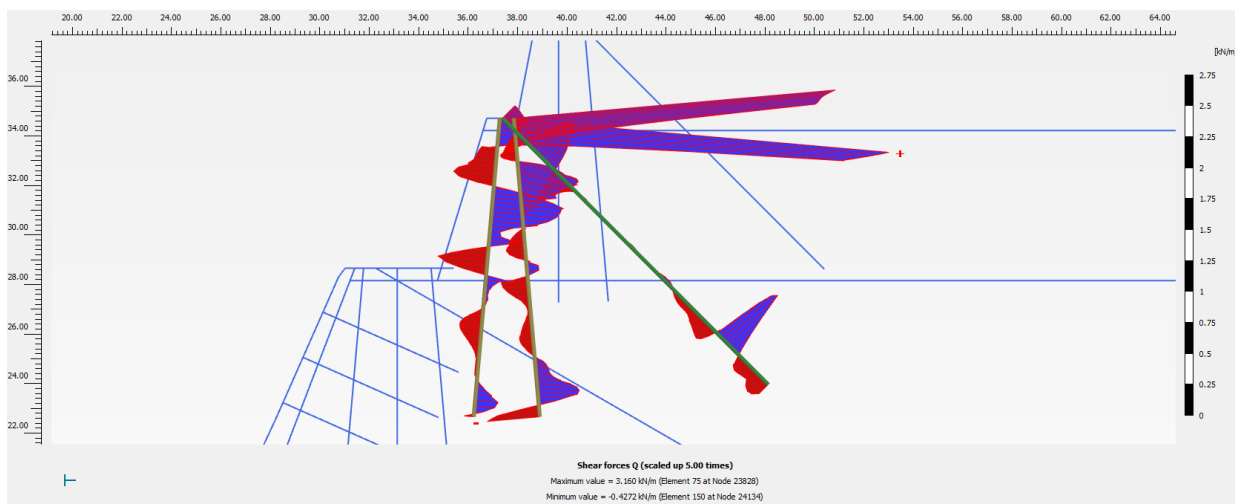


Figura 2.33: Consolidamento scarpata – Verifica di stabilità in condizione statica (SLU) – Azione di taglio su micropali connessi al cordolo intermedio.

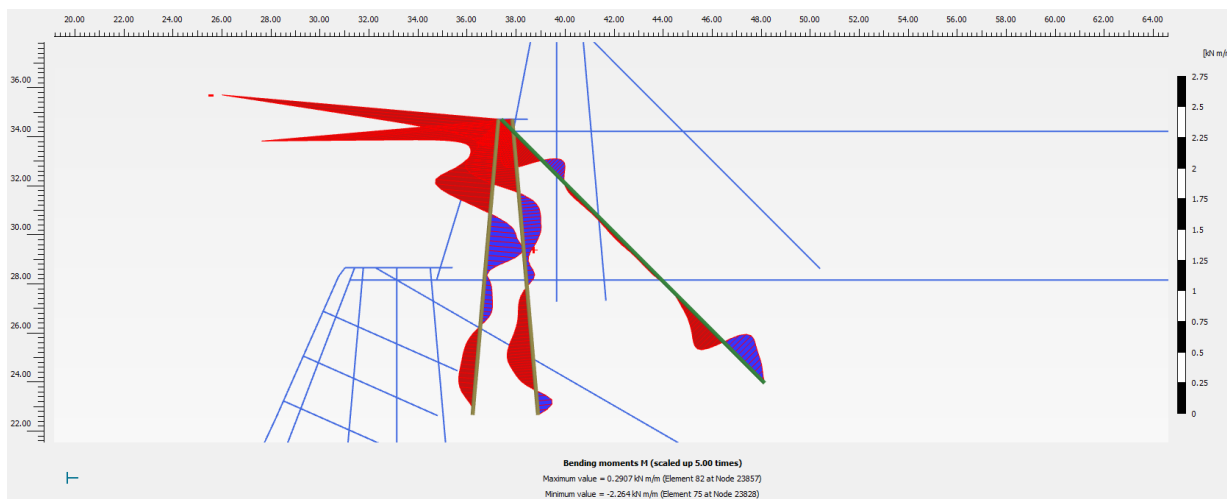


Figura 2.34: Consolidamento scarpata – Verifica di stabilità in condizione statica (SLU) – Azione flettente su micropali connessi al cordolo intermedio.

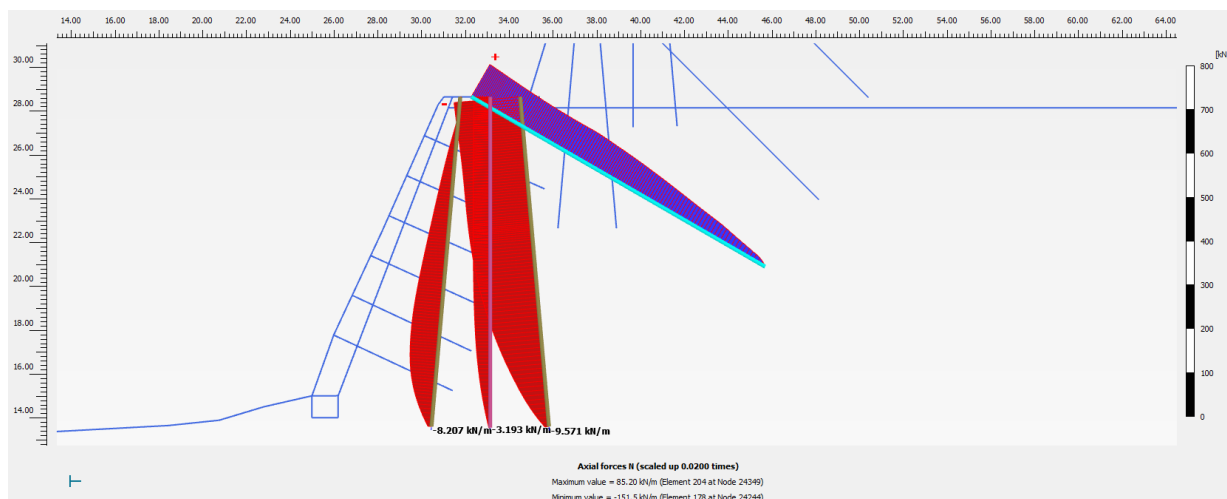


Figura 2.35: Consolidamento scarpata – Verifica di stabilità in condizione statica (SLU) – Azione assiale su micropali connessi al cordolo inferiore (negativa se di compressione).

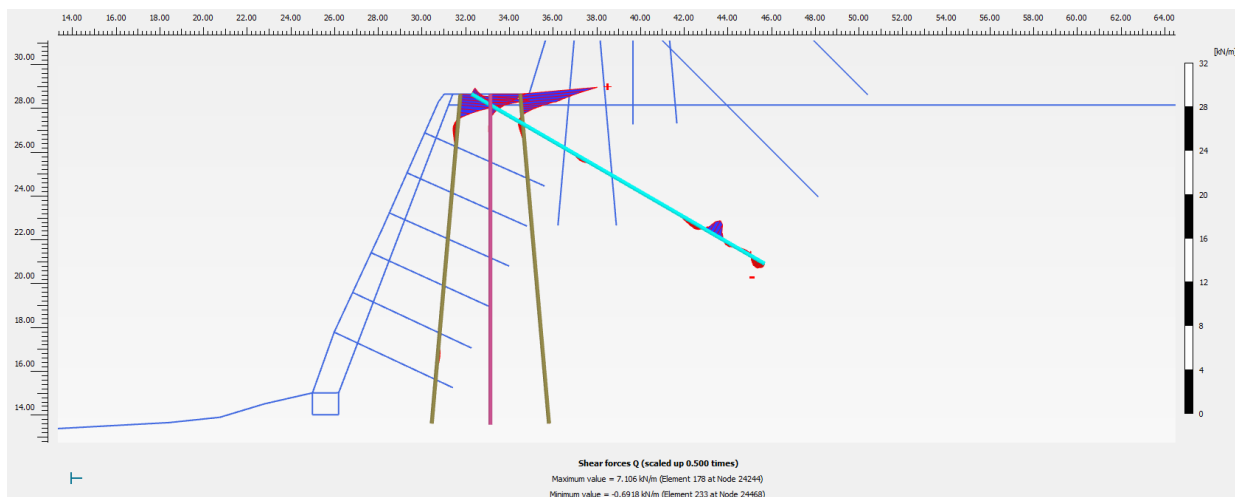


Figura 2.36: Consolidamento scarpata – Verifica di stabilità in condizione statica (SLU) – Azione di taglio su micropali connessi al cordolo inferiore.

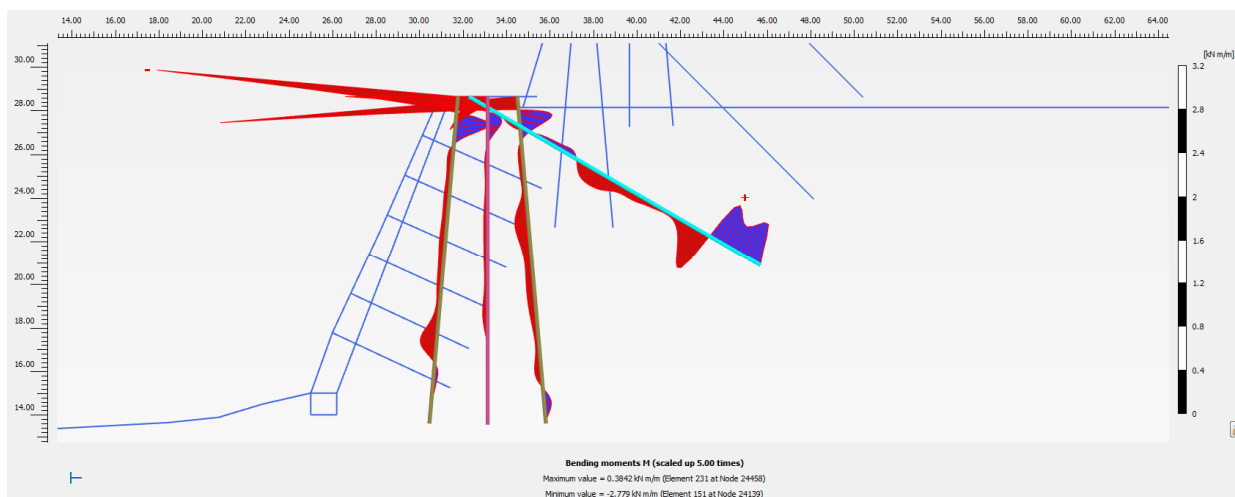


Figura 2.37: Consolidamento scarpata – Verifica di stabilità in condizione statica (SLU) – Azione flettente su micropali connessi al cordolo inferiore.

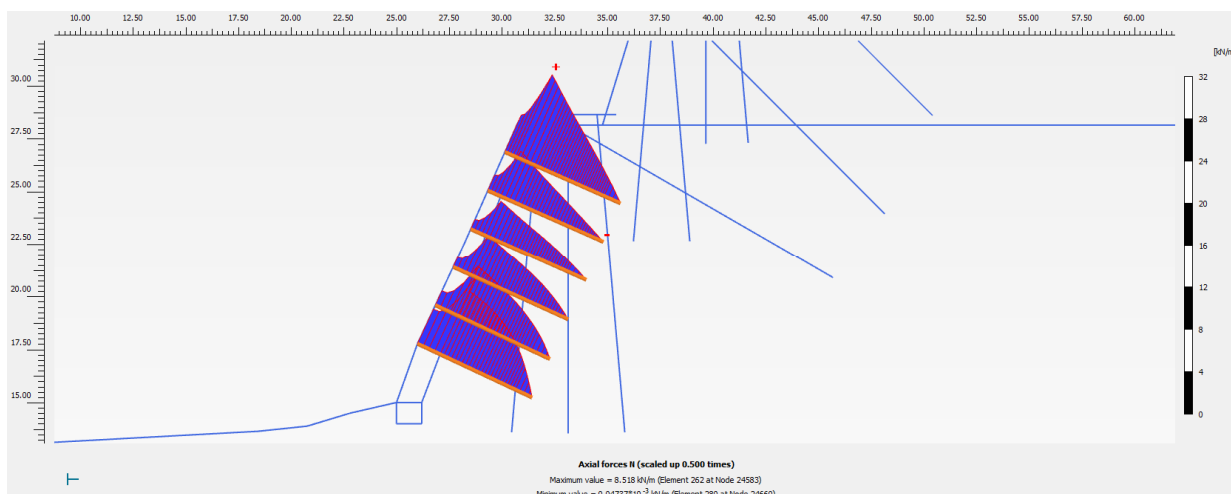


Figura 2.38: Consolidamento scarpata – Verifica di stabilità in condizione statica (SLU) – Azione assiale su barre (negativa se di compressione).

Fase di calcolo 4a_{sismica}: verifica di stabilità in condizione sismica A2(=1)+M2(=1)+R2(=1.2) – SLV+.

Il modello di calcolo su cui viene applicata l'azione sismica è quello della fase 2 (Figura 2.19).

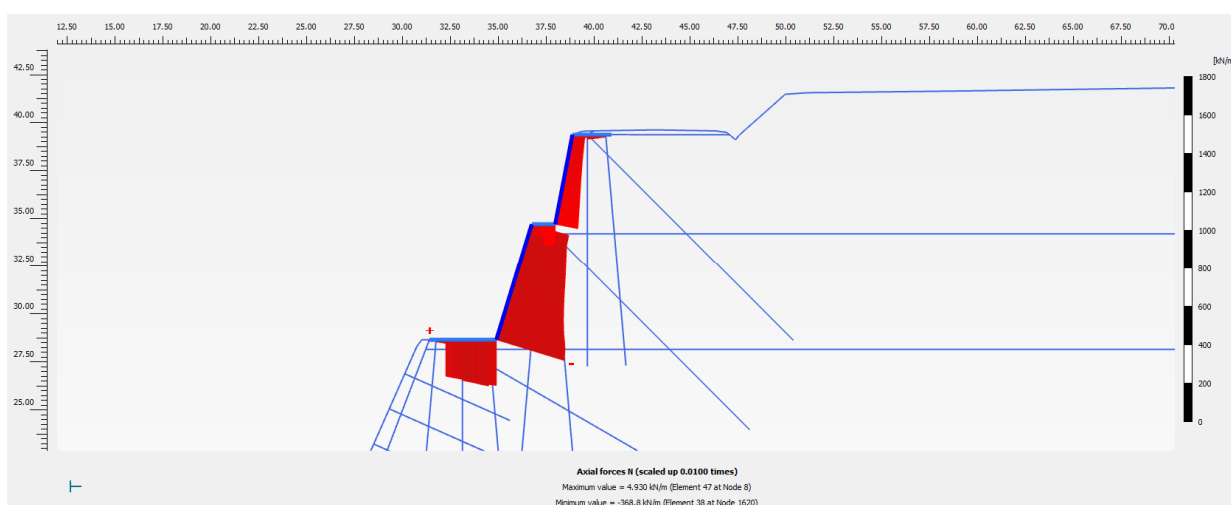


Figura 2.39: Consolidamento scarpata – Verifica di stabilità in condizione sismica (SLV+) – Azione assiale su cordoli e paramenti (negativa se di compressione).

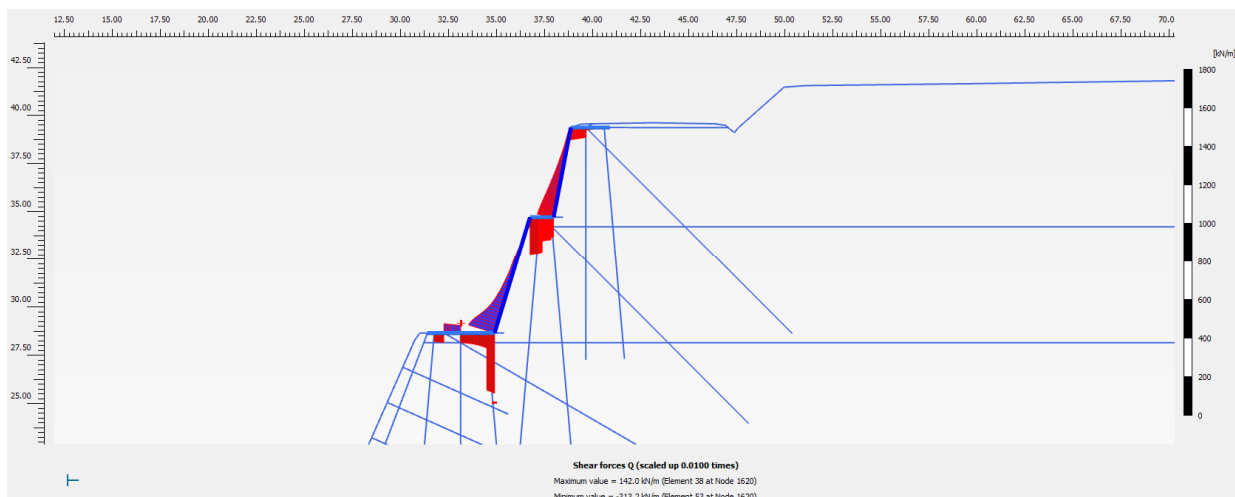


Figura 2.40: Consolidamento scarpata – Verifica di stabilità in condizione sismica (SLV+) – Azione di taglio su cordoli e paramenti.

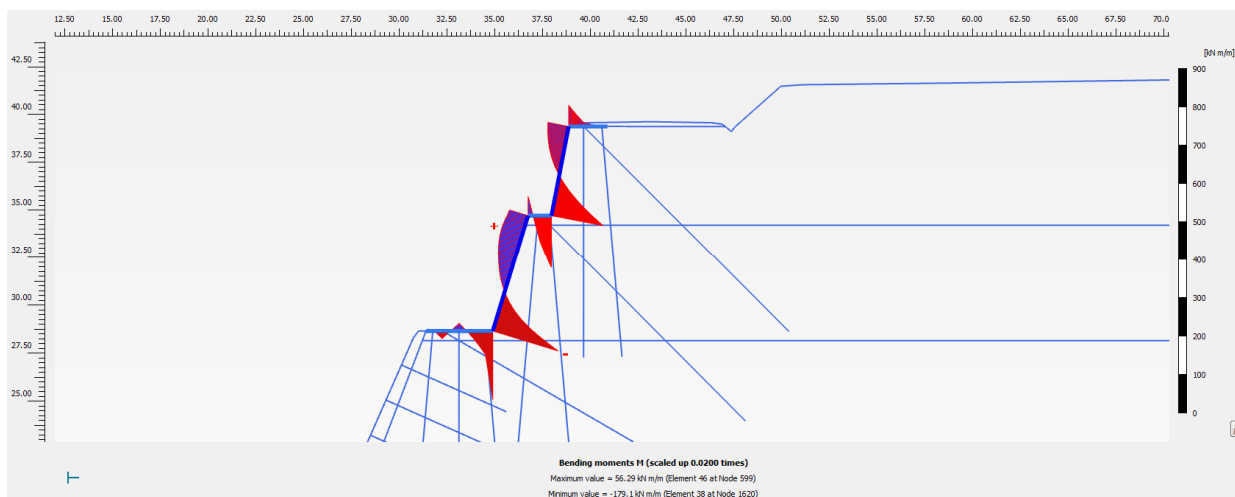


Figura 2.41: Consolidamento scarpata – Verifica di stabilità in condizione sismica (SLV+) – Azione flettente su cordoli e paramenti.

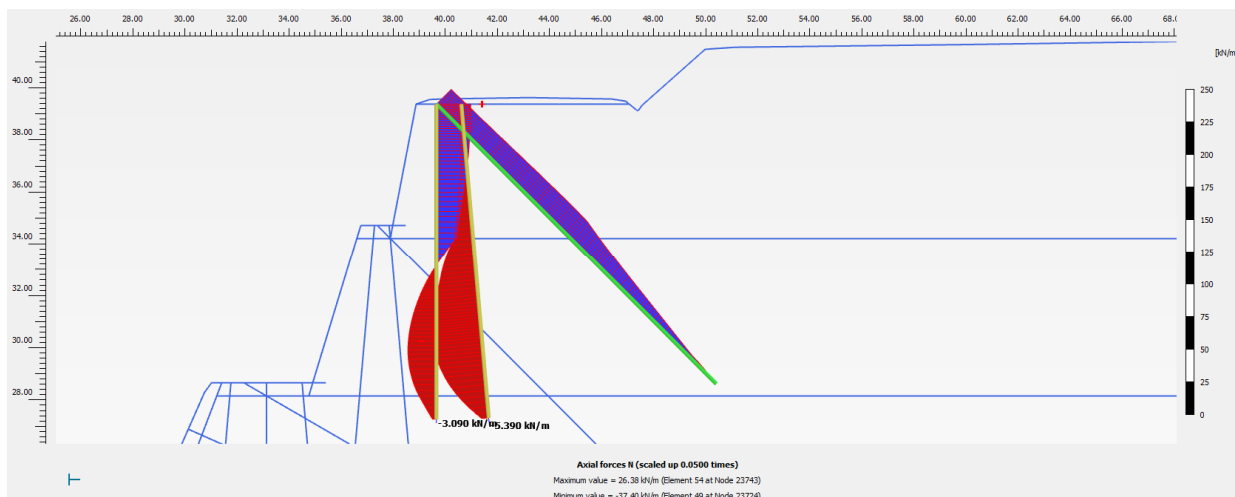


Figura 2.42: Consolidamento scarpata – Verifica di stabilità in condizione sismica (SLV+) – Azione assiale su micropali connessi al cordolo sommitale (negativa se di compressione).

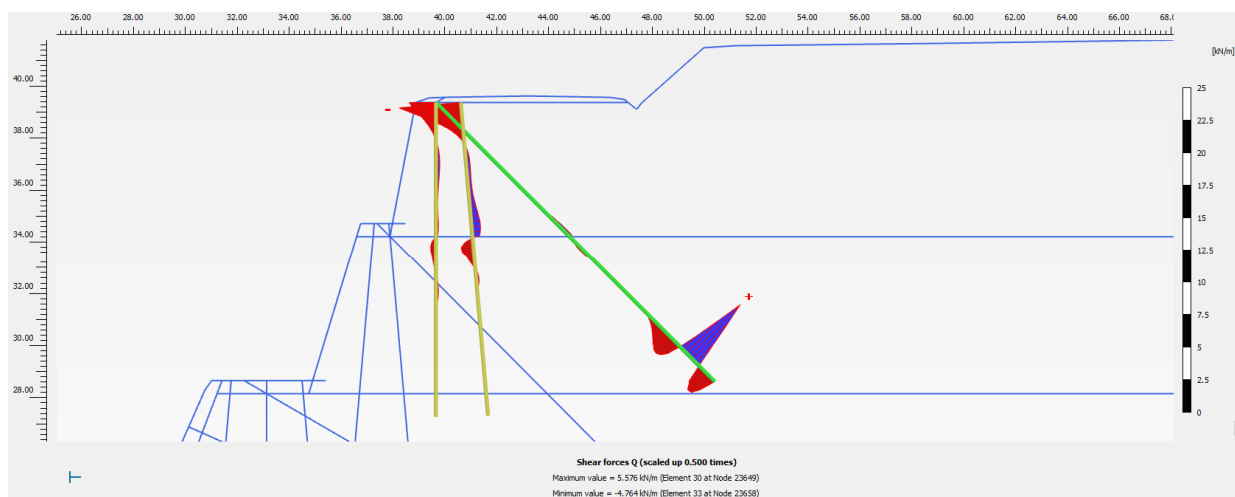


Figura 2.43: Consolidamento scarpata – Verifica di stabilità in condizione sismica (SLV+) – Azione di taglio su micropali connessi al cordolo sommitale.

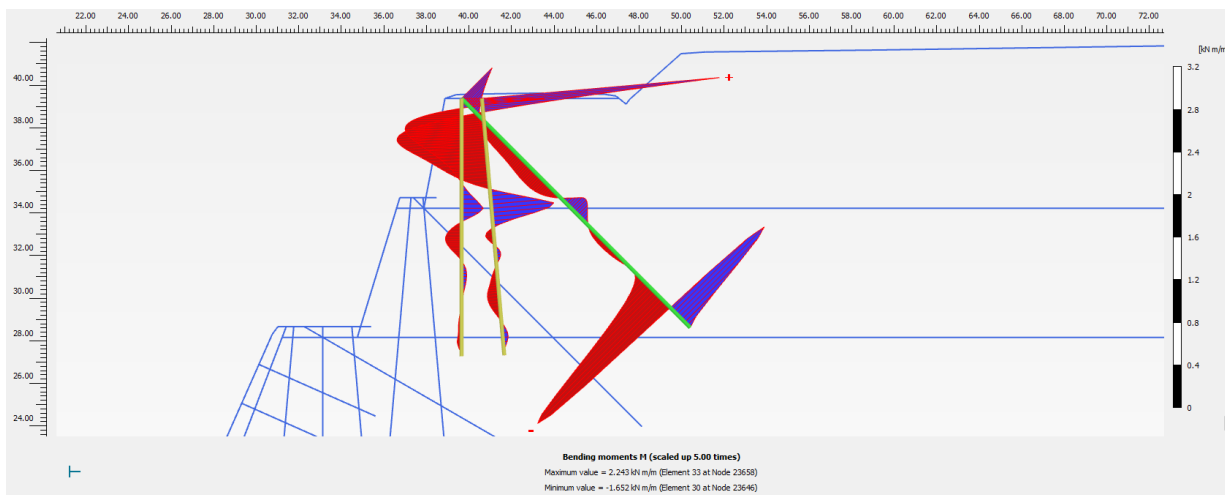


Figura 2.44: Consolidamento scarpata – Verifica di stabilità in condizione sismica (SLV+) – Azione flettente su micropali connessi al cordolo sommitale.

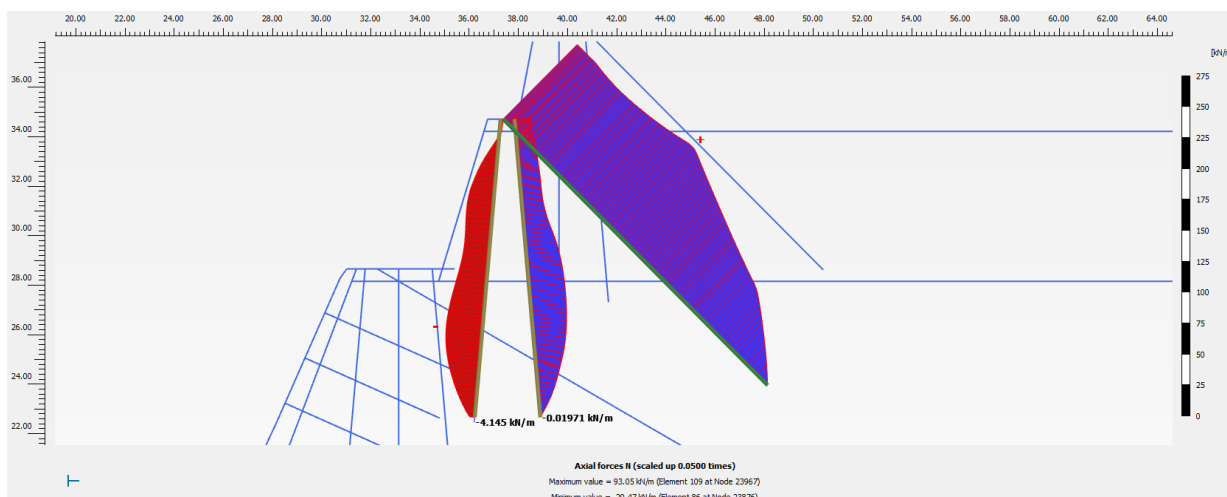


Figura 2.45: Consolidamento scarpata – Verifica di stabilità in condizione sismica (SLV+) – Azione assiale su micropali connessi al cordolo intermedio (negativa se di compressione).

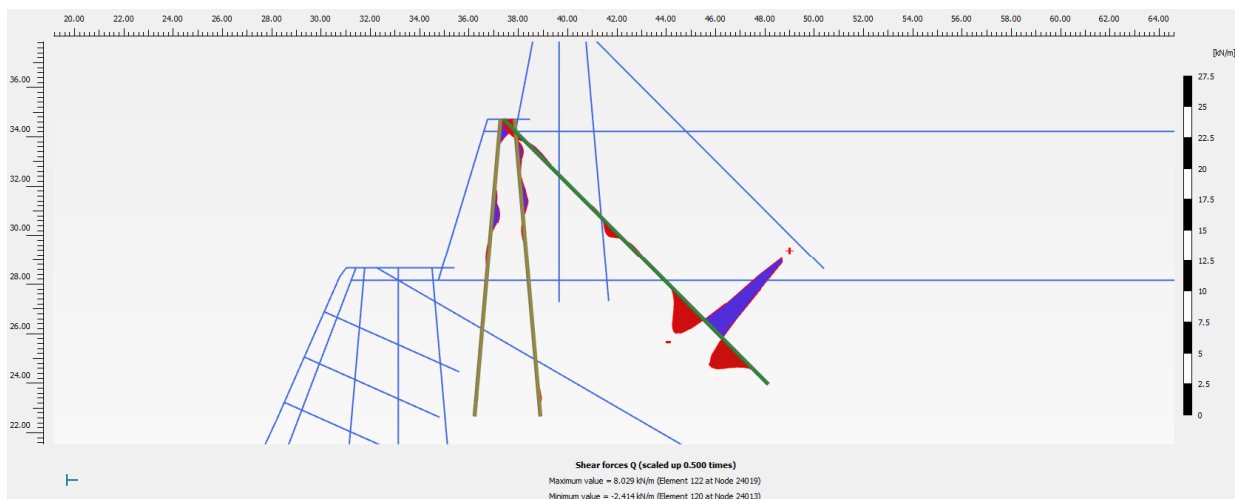


Figura 2.46: Consolidamento scarpata – Verifica di stabilità in condizione sismica (SLV+) – Azione di taglio su micropali connessi al cordolo intermedio.

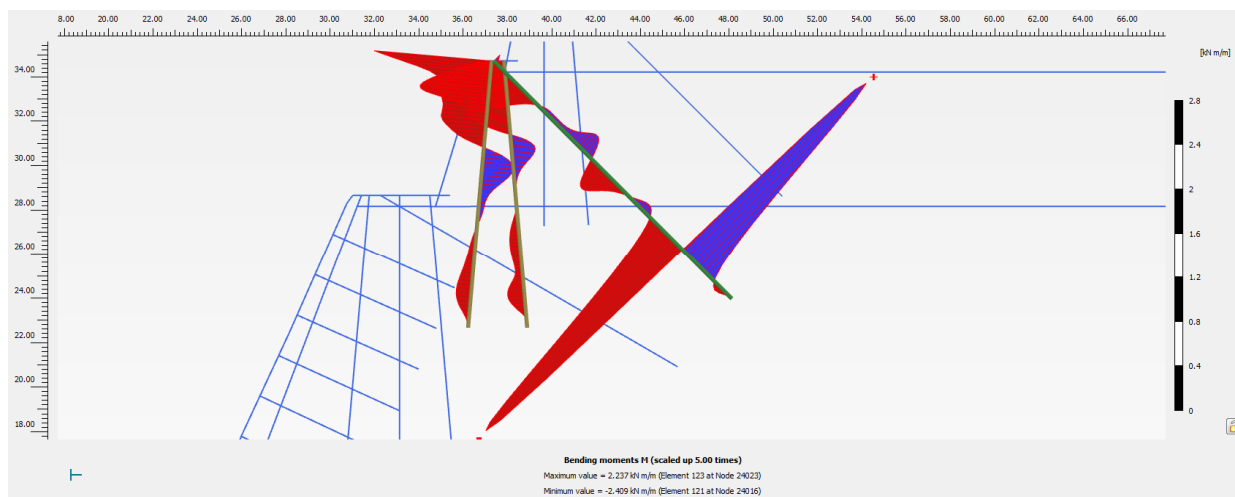


Figura 2.47: Consolidamento scarpata – Verifica di stabilità in condizione sismica (SLV+) – Azione flettente su micropali connessi al cordolo intermedio.

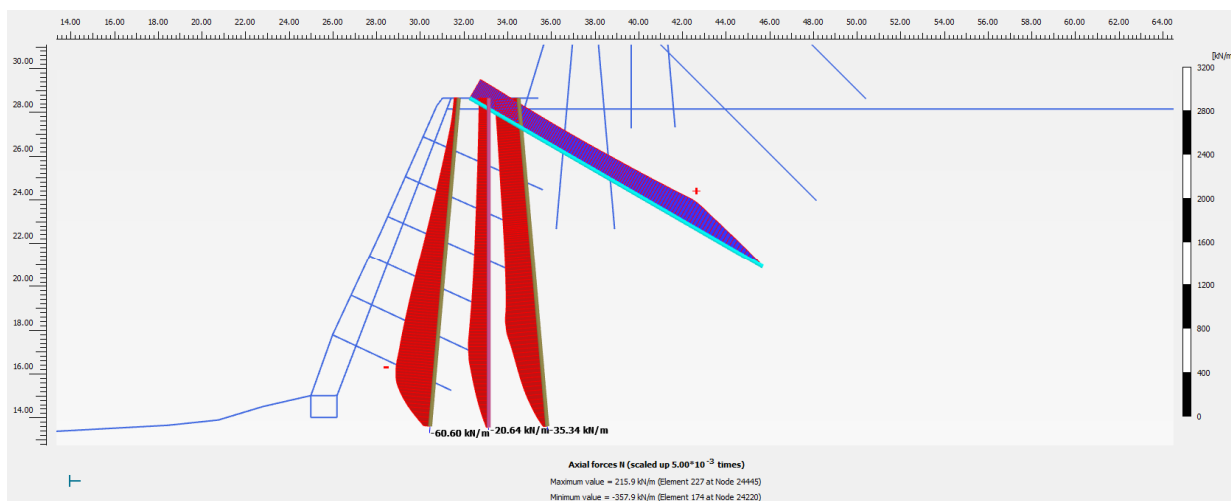


Figura 2.48: Consolidamento scarpata – Verifica di stabilità in condizione sismica (SLV+) – Azione assiale su micropali connessi al cordolo inferiore (negativa se di compressione).

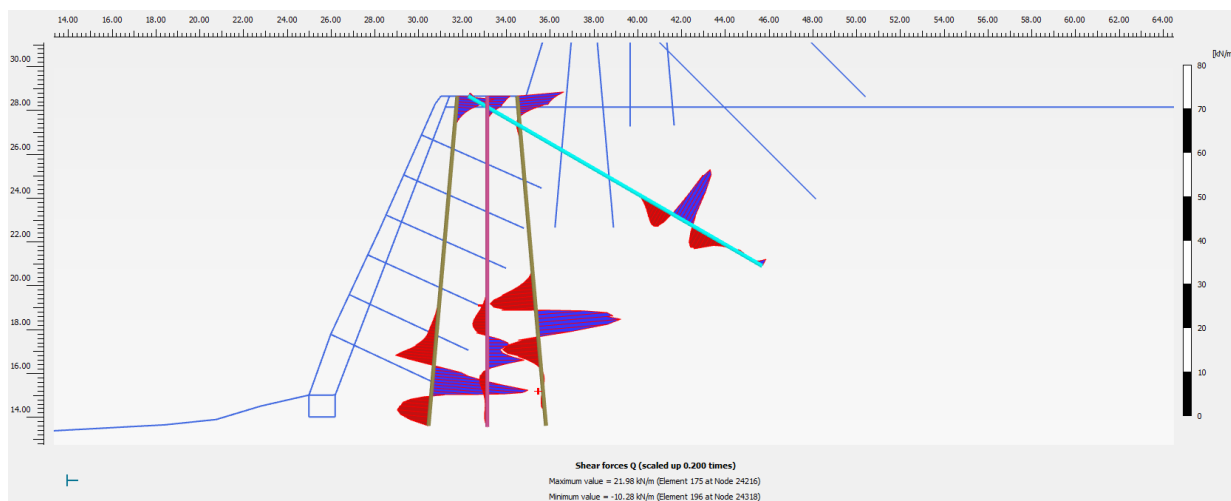


Figura 2.49: Consolidamento scarpata – Verifica di stabilità in condizione sismica (SLV+) – Azione di taglio su micropali connessi al cordolo inferiore.

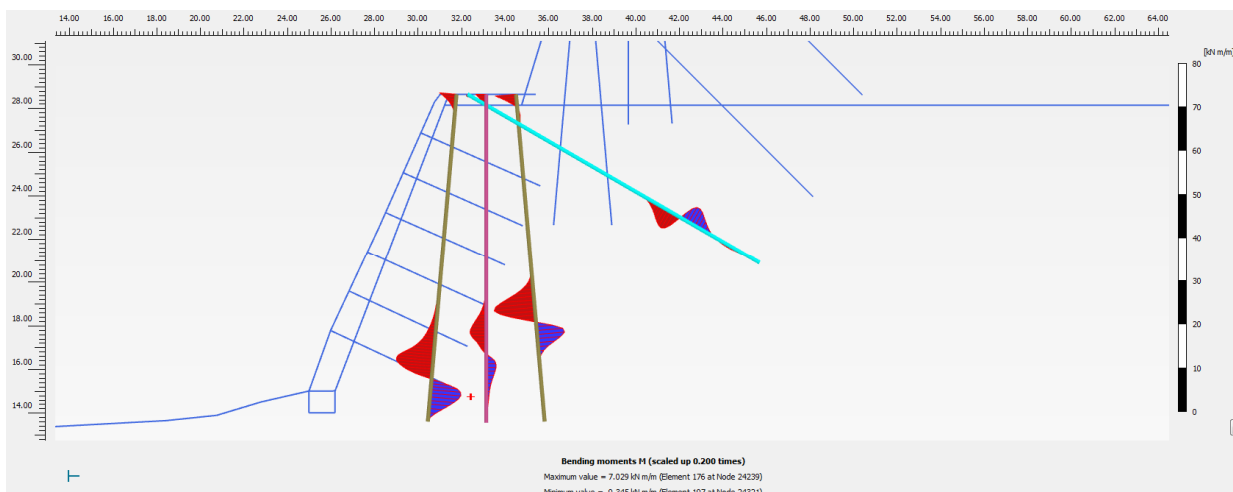


Figura 2.50: Consolidamento scarpata – Verifica di stabilità in condizione sismica (SLV+) – Azione flettente su micropali connessi al cordolo inferiore.

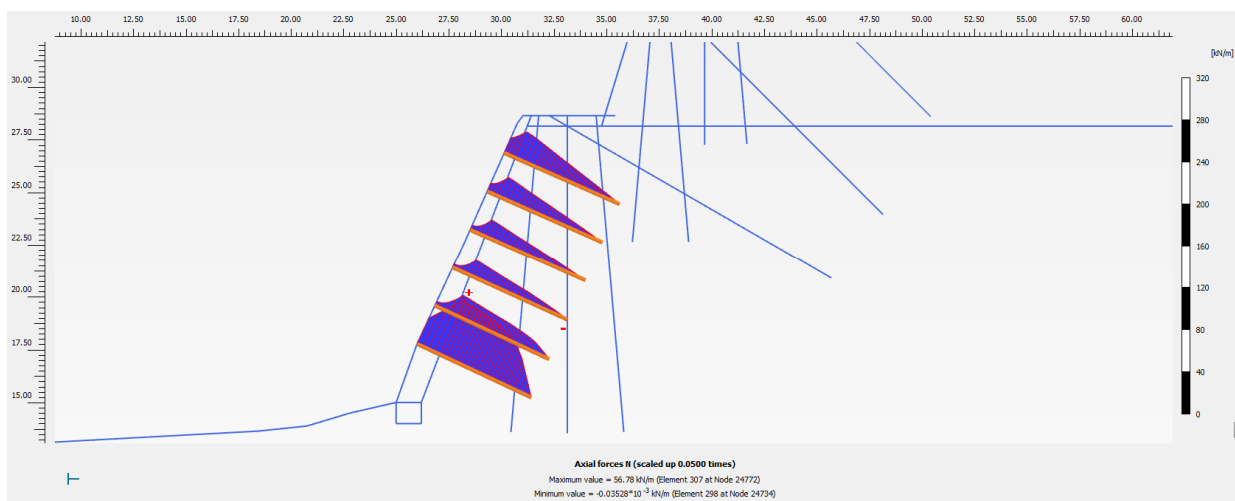


Figura 2.51: Consolidamento scarpata – Verifica di stabilità in condizione sismica (SLV+) – Azione assiale su barre (negativa se di compressione).

Fase di calcolo 4b_{sismica}: verifica di stabilità in condizione sismica A2(=1)+M2(=1)+R2(=1.2) – SLV-.

Il modello di calcolo su cui viene applicata l'azione sismica è quello della fase 2 (Figura 2.19).

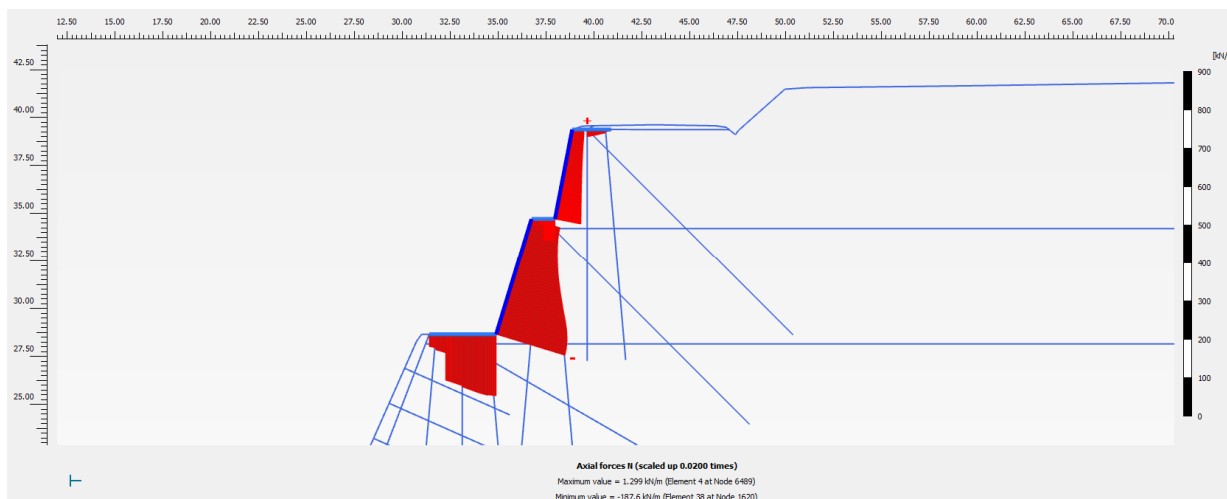


Figura 2.52: Consolidamento scarpata – Verifica di stabilità in condizione sismica (SLV-) – Azione assiale su cordoli e paramenti (negativa se di compressione).

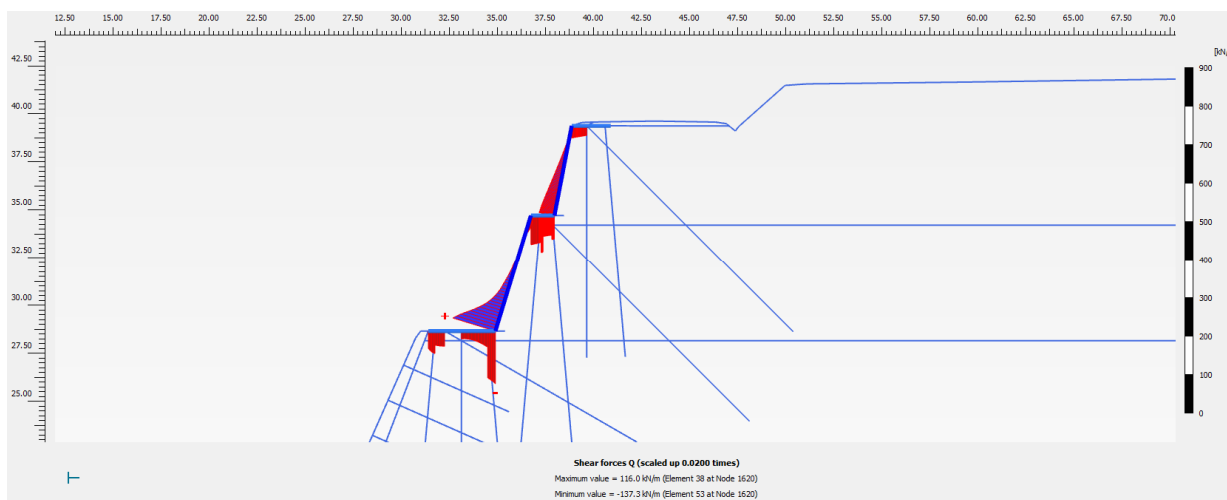


Figura 2.53: Consolidamento scarpata – Verifica di stabilità in condizione sismica (SLV-) – Azione di taglio su cordoli e paramenti.

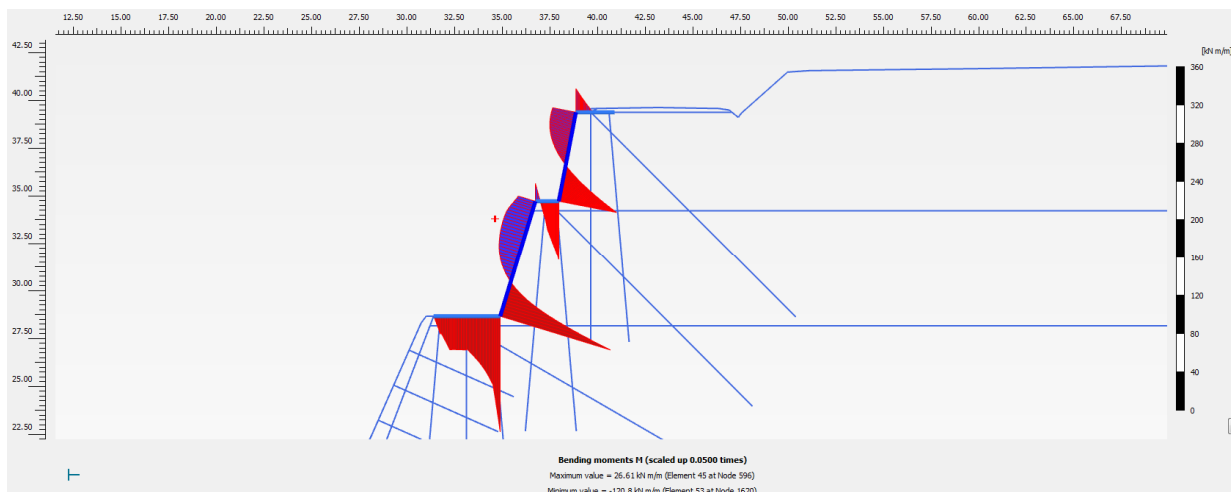


Figura 2.54: Consolidamento scarpata – Verifica di stabilità in condizione sismica (SLV-) – Azione flettente su cordoli e paramenti.

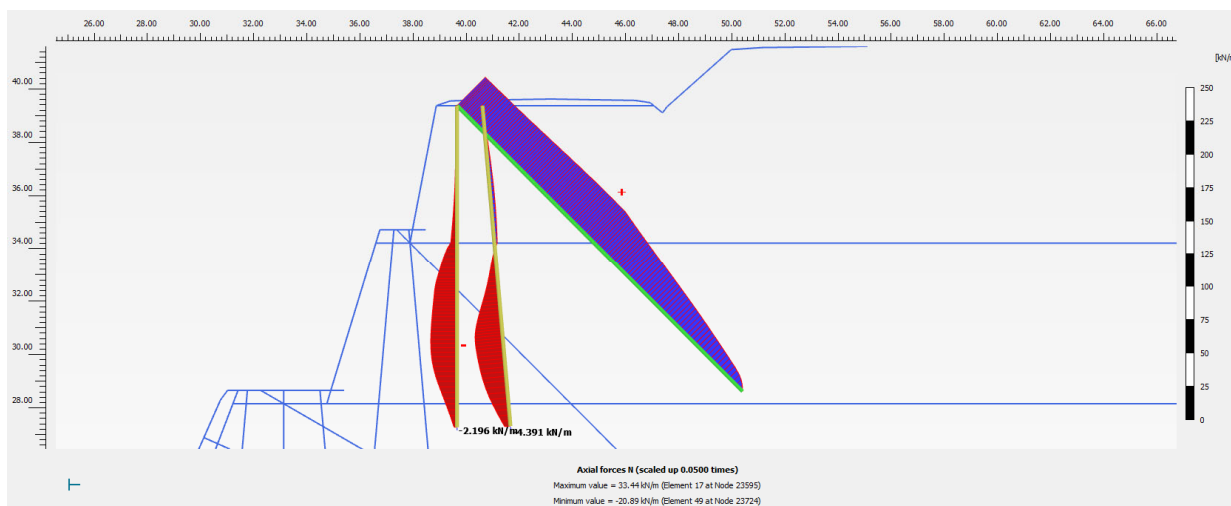


Figura 2.55: Consolidamento scarpata – Verifica di stabilità in condizione sismica (SLV-) – Azione assiale su micropali connessi al cordolo sommitale (negativa se di compressione).

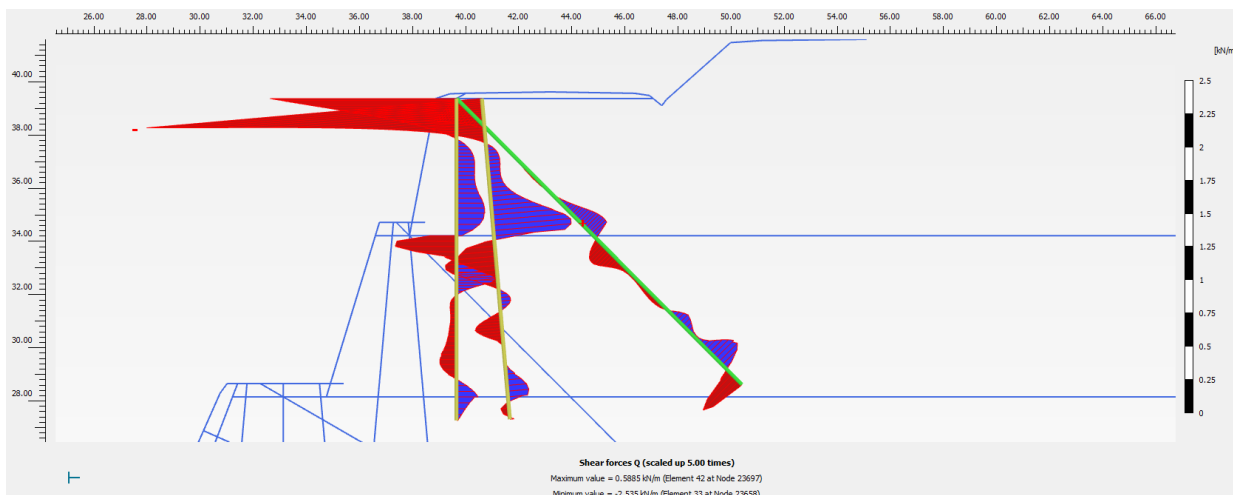


Figura 2.56: Consolidamento scarpata – Verifica di stabilità in condizione sismica (SLV-) – Azione di taglio su micropali connessi al cordolo sommitale.

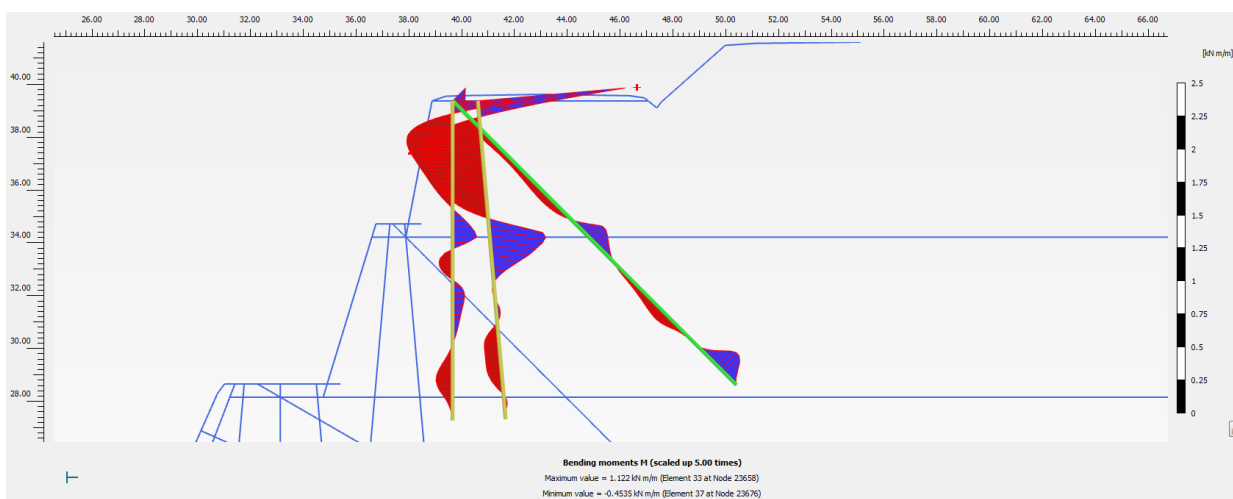


Figura 2.57: Consolidamento scarpata – Verifica di stabilità in condizione sismica (SLV-) – Azione flettente su micropali connessi al cordolo sommitale.

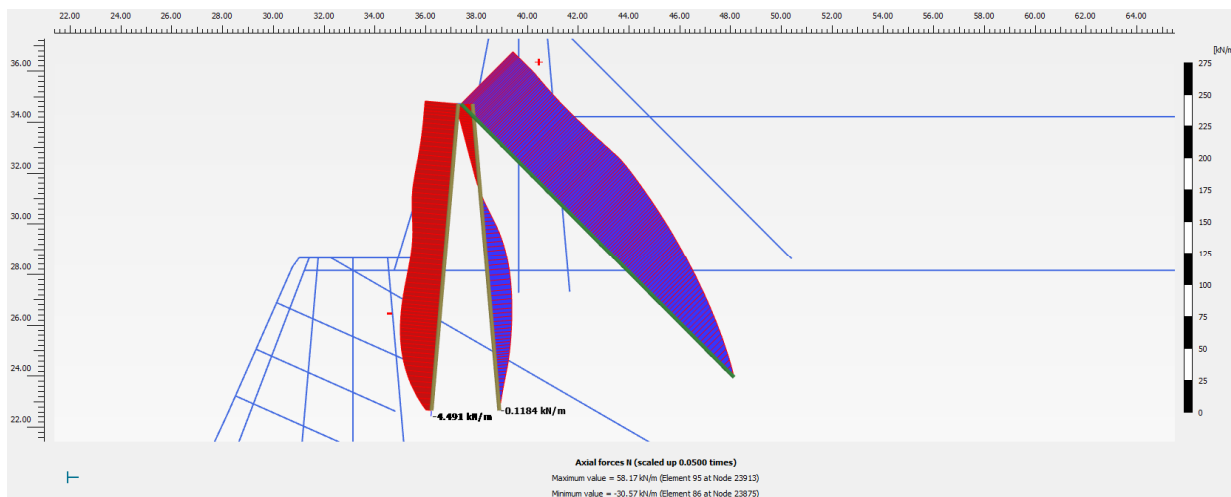


Figura 2.58: Consolidamento scarpata – Verifica di stabilità in condizione sismica (SLV-) – Azione assiale su micropali connessi al cordolo intermedio (negativa se di compressione).

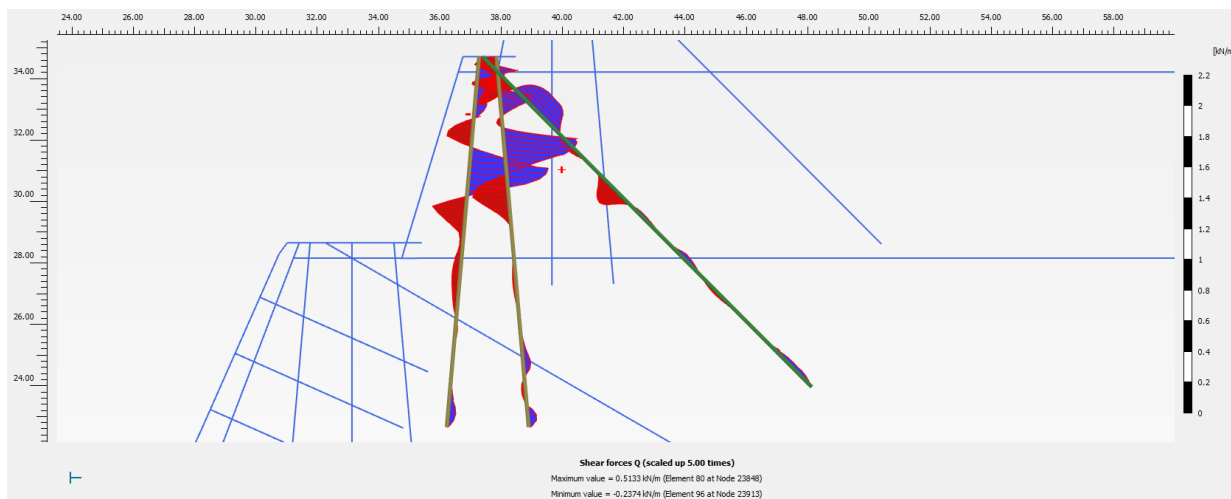


Figura 2.59: Consolidamento scarpata – Verifica di stabilità in condizione sismica (SLV-) – Azione di taglio su micropali connessi al cordolo intermedio.

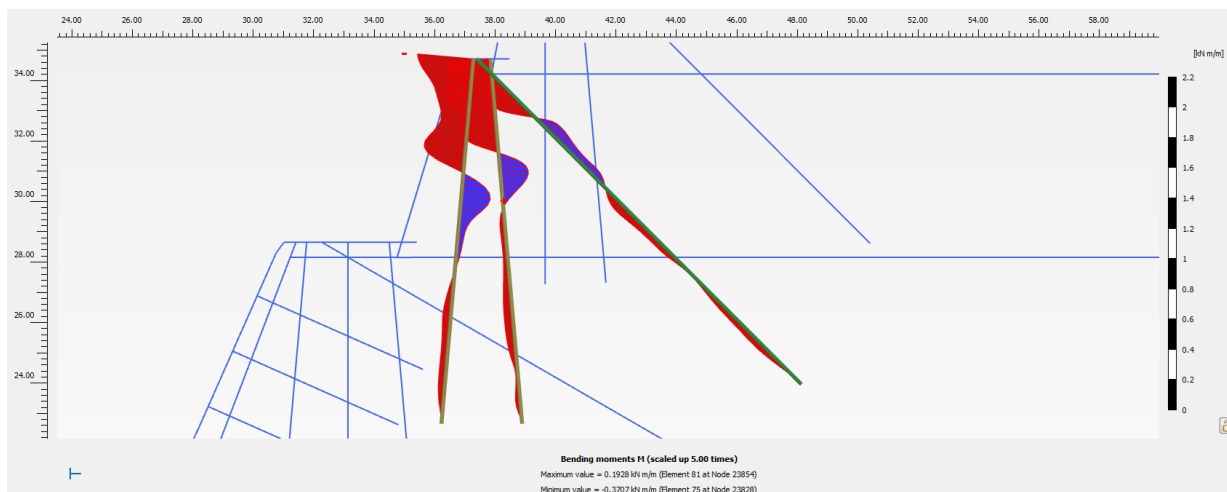


Figura 2.60: Consolidamento scarpata – Verifica di stabilità in condizione sismica (SLV-) – Azione flettente su micropali connessi al cordolo intermedio.

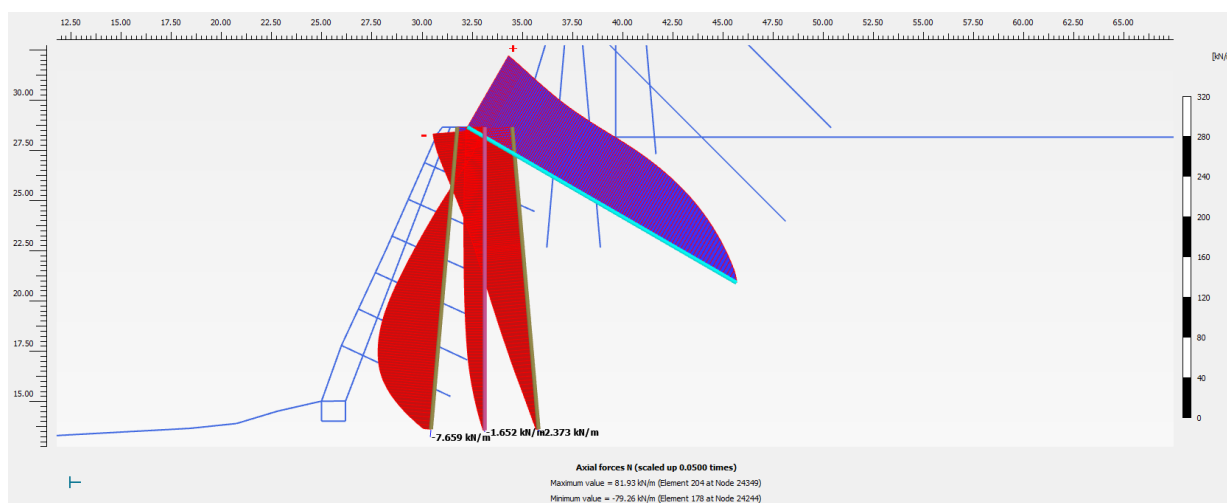


Figura 2.61: Consolidamento scarpata – Verifica di stabilità in condizione sismica (SLV-) – Azione assiale su micropali connessi al cordolo inferiore (negativa se di compressione).

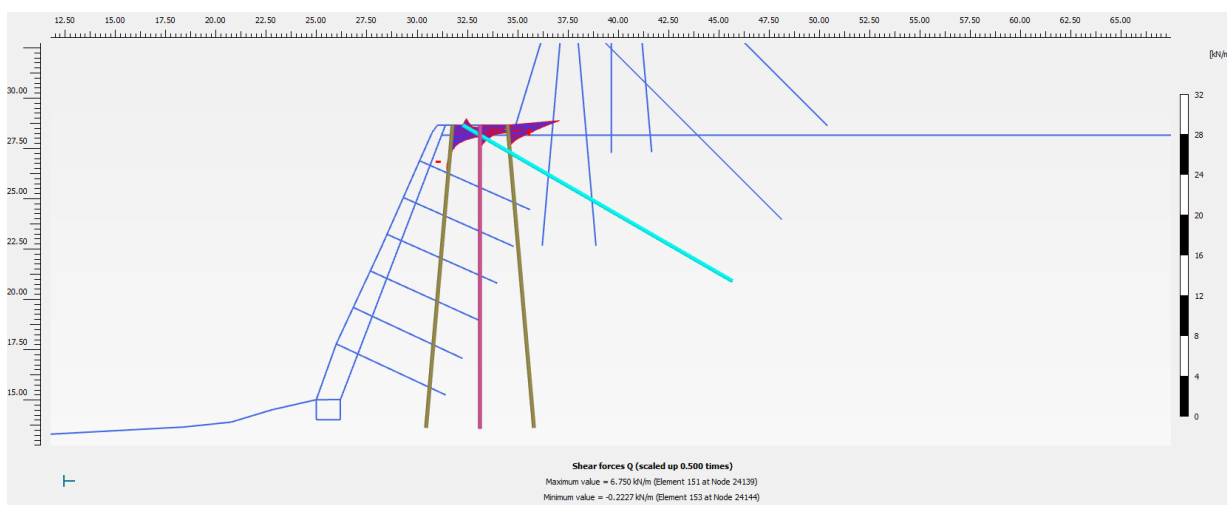


Figura 2.62: Consolidamento scarpata – Verifica di stabilità in condizione sismica (SLV-) – Azione di taglio su micropali connessi al cordolo inferiore.

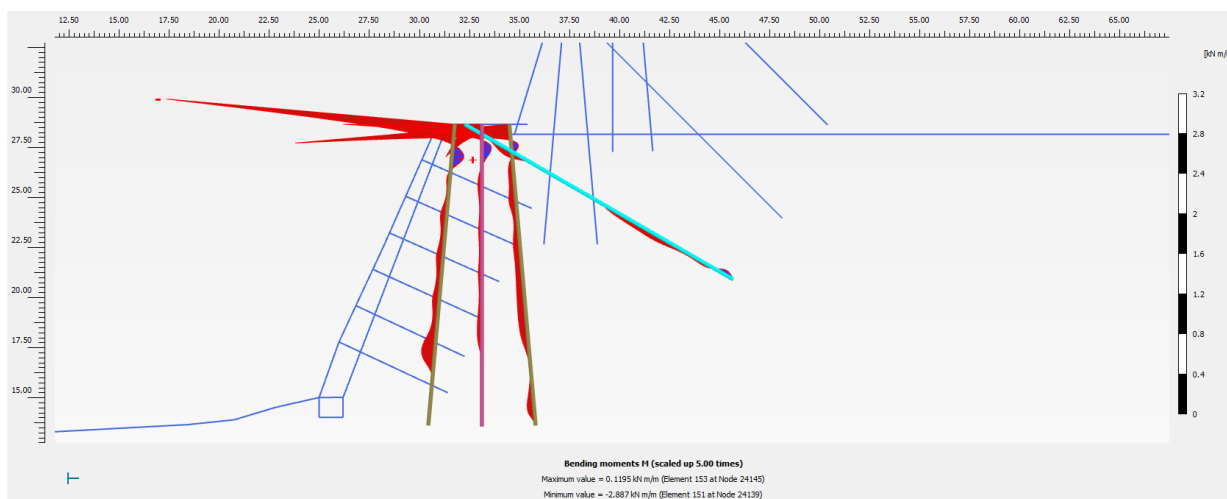


Figura 2.63: Consolidamento scarpata – Verifica di stabilità in condizione sismica (SLV-) – Azione flettente su micropali connessi al cordolo inferiore.

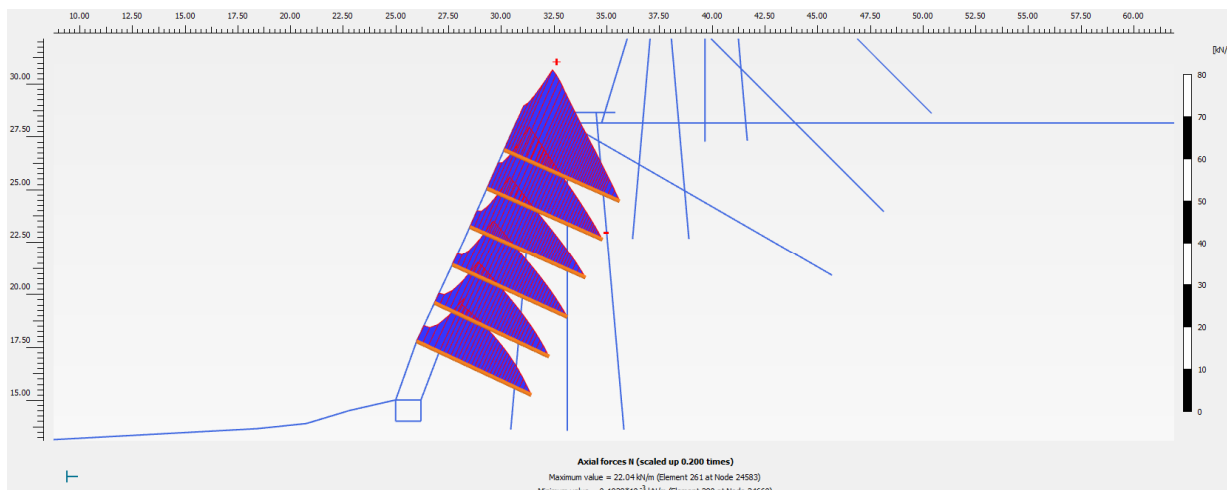


Figura 2.64: Consolidamento scarpata – Verifica di stabilità in condizione sismica (SLV-) – Azione assiale su barre (negativa se di compressione).

Il riepilogo delle azioni sugli elementi in conglomerato cementizio armato nelle fasi di calcolo di interesse sono riportati nei grafici seguenti.

- Cordolo sommitale

CORDOLO POSTO A LIVELLO STRADA

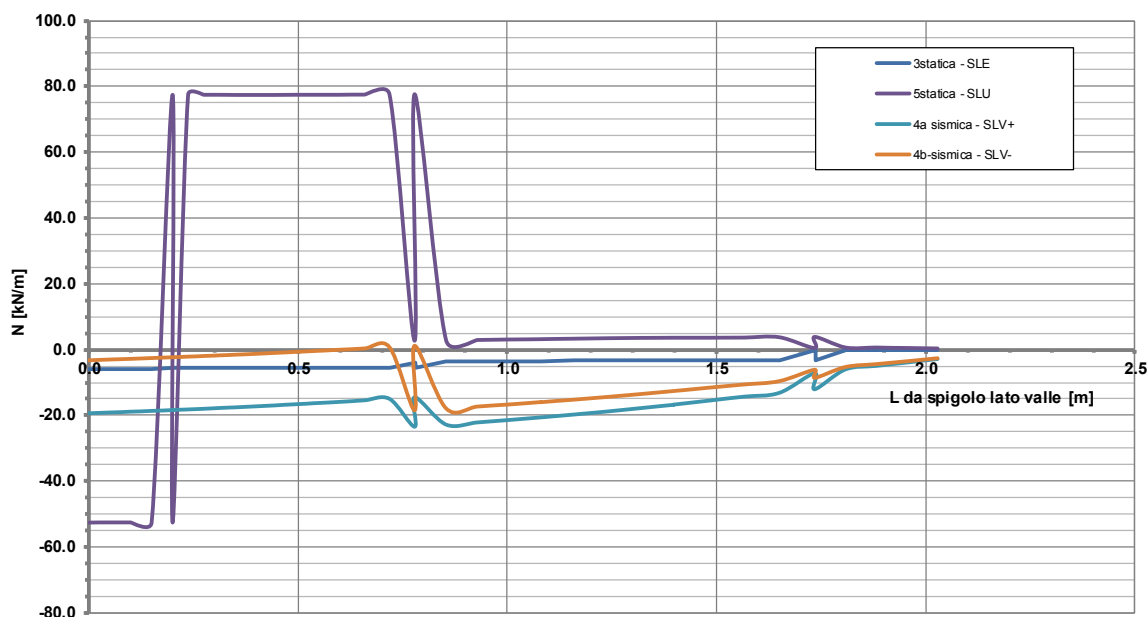


Figura 2.65: Consolidamento scarpata – Cordolo sommitale – Azione assiale (negativa se di compressione).

CORDOLO POSTO A LIVELLO STRADA

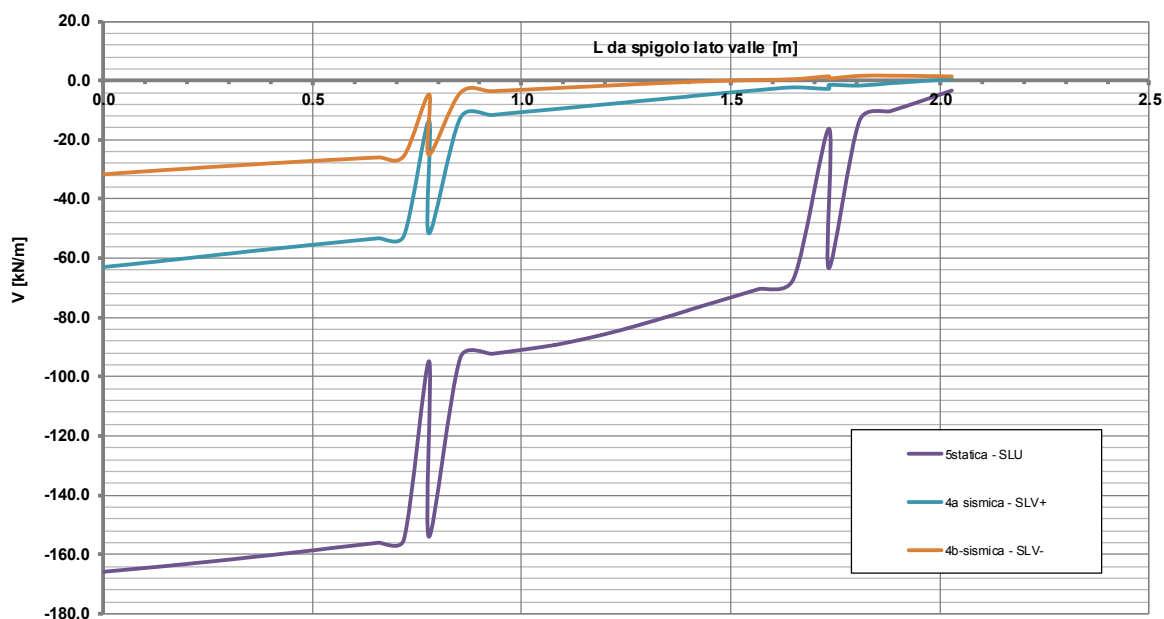


Figura 2.66: Consolidamento scarpata – Cordolo sommitale – Azione di taglio.

CORDOLO POSTO A LIVELLO STRADA

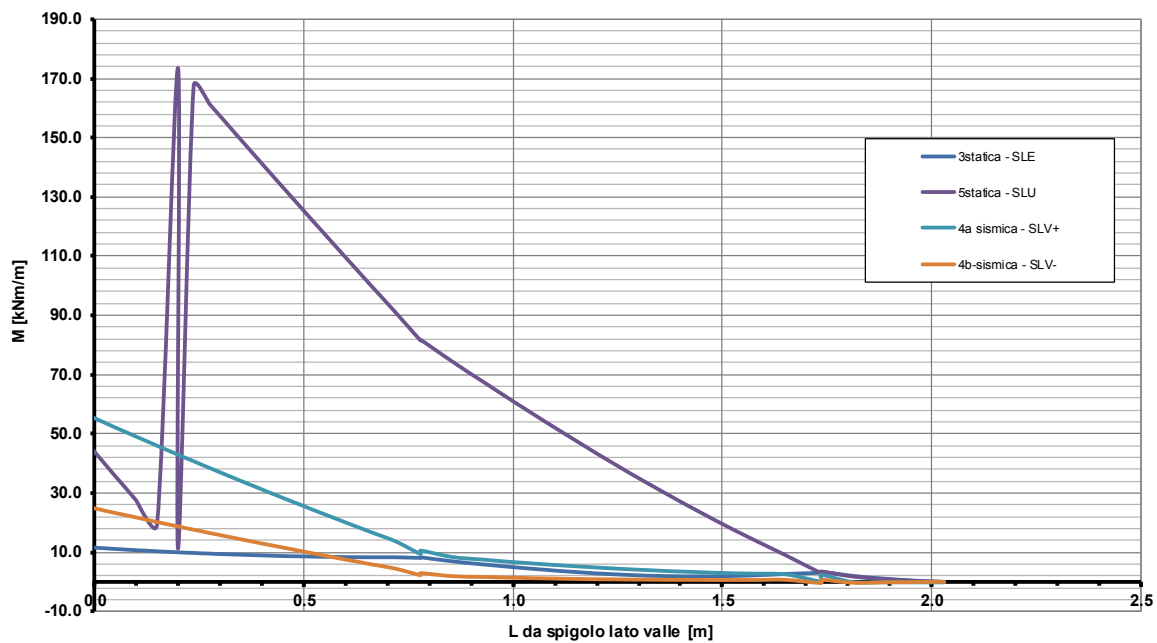


Figura 2.67: Consolidamento scarpata – Cordolo sommitale – Azione flettente.

- Cordolo intermedio

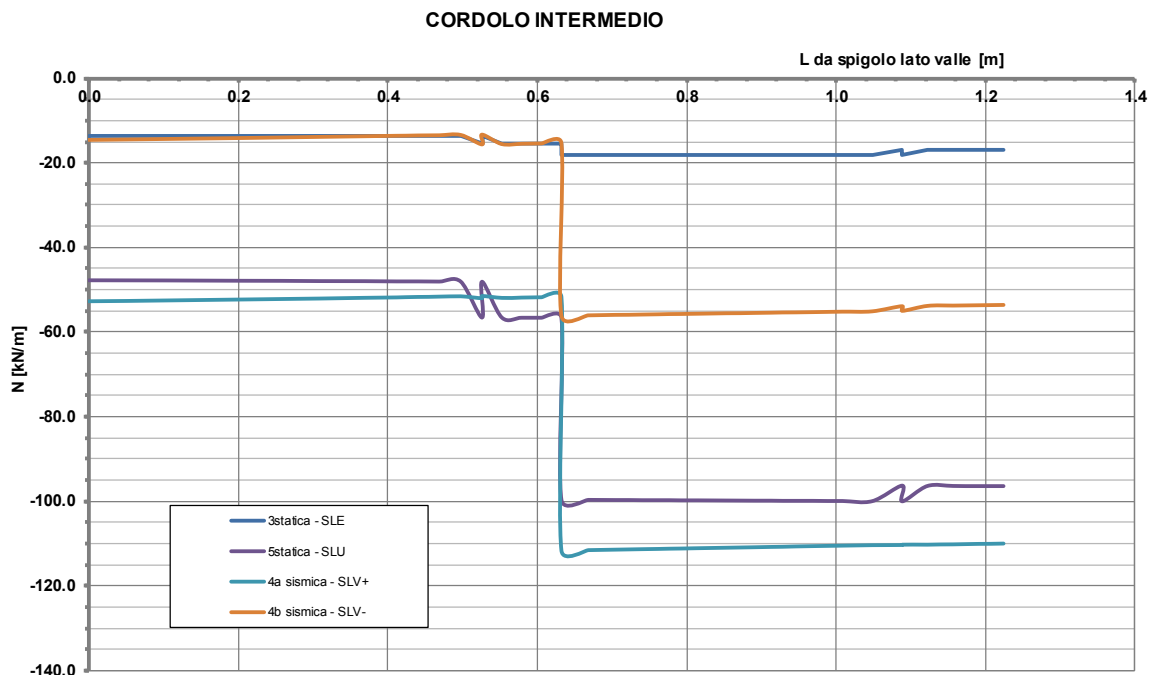


Figura 2.68: Consolidamento scarpata – Cordolo intermedio – Azione assiale (negativa se di compressione).

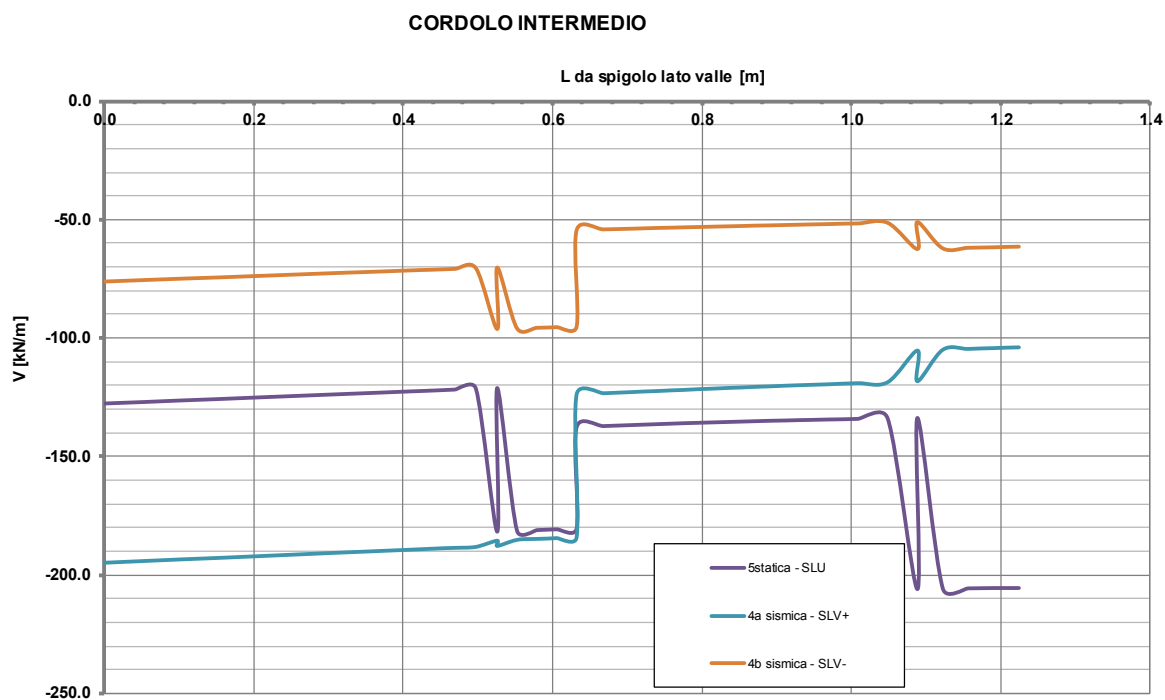


Figura 2.69: Consolidamento scarpata – Cordolo intermedio – Azione di taglio.

CORDOLO INTERMEDIO

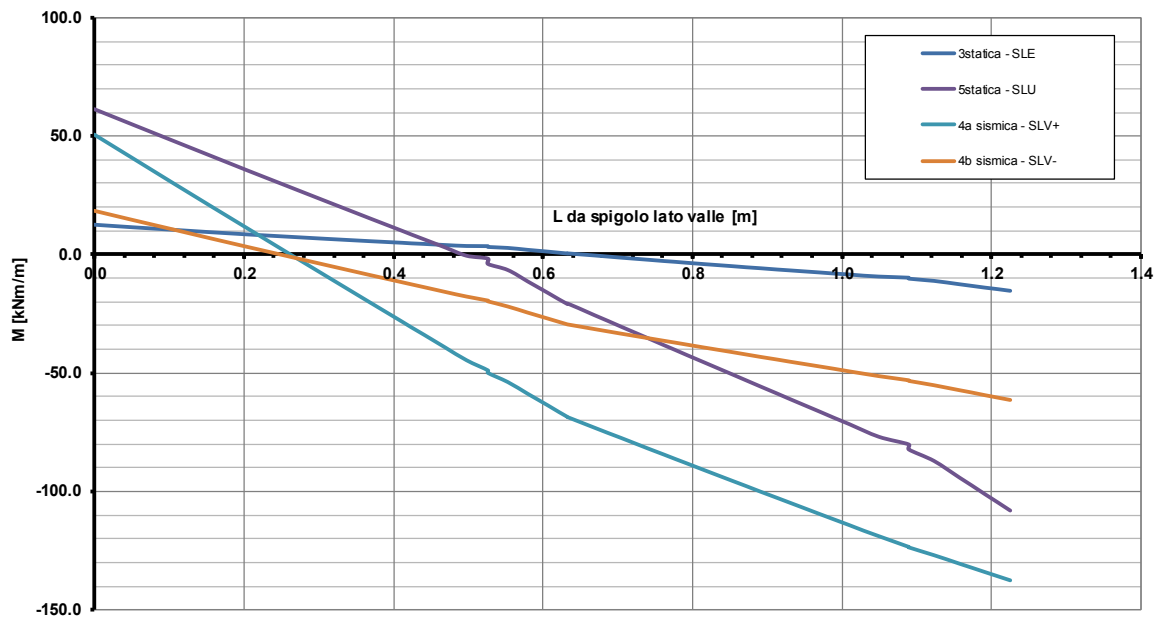


Figura 2.70: Consolidamento scarpata – Cordolo intermedio – Azione flettente.

- Cordolo inferiore

CORDOLO INFERIORE

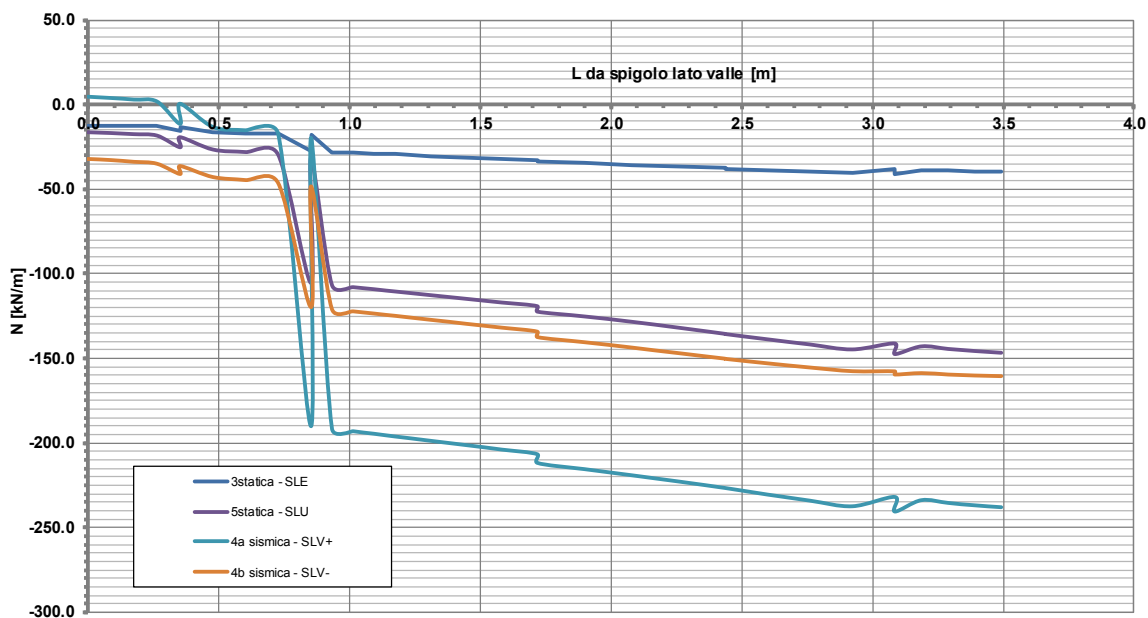


Figura 2.71: Consolidamento scarpata – Cordolo inferiore – Azione assiale (negativa se di compressione).

CORDOLO INFERIORE

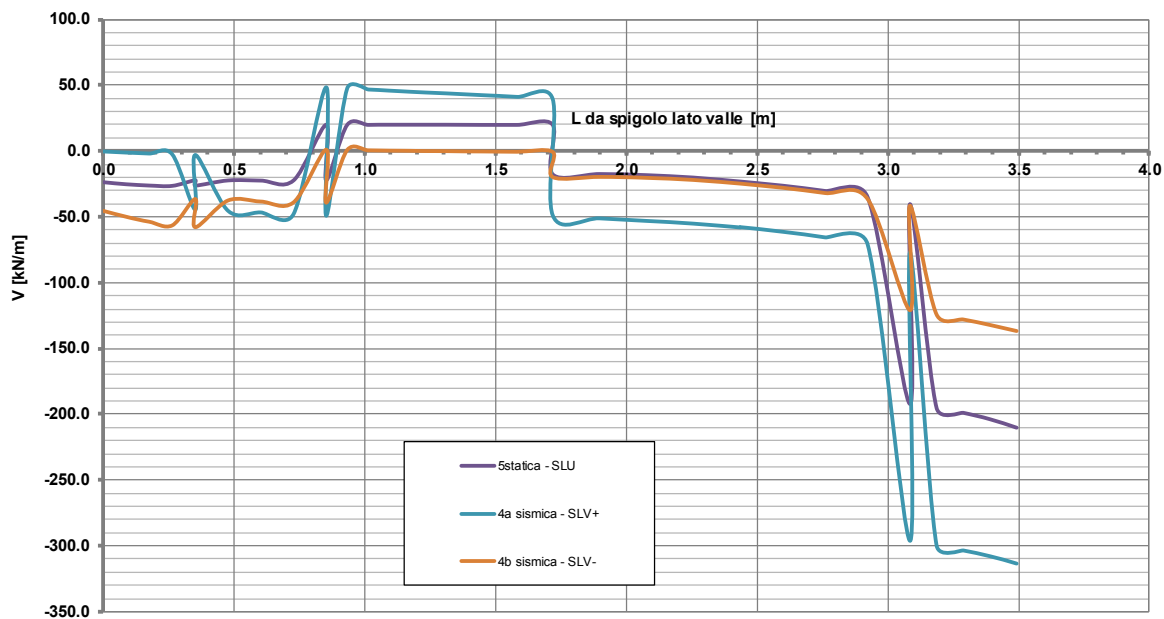


Figura 2.72: Consolidamento scarpata – Cordolo inferiore – Azione di taglio.

CORDOLO INFERIORE

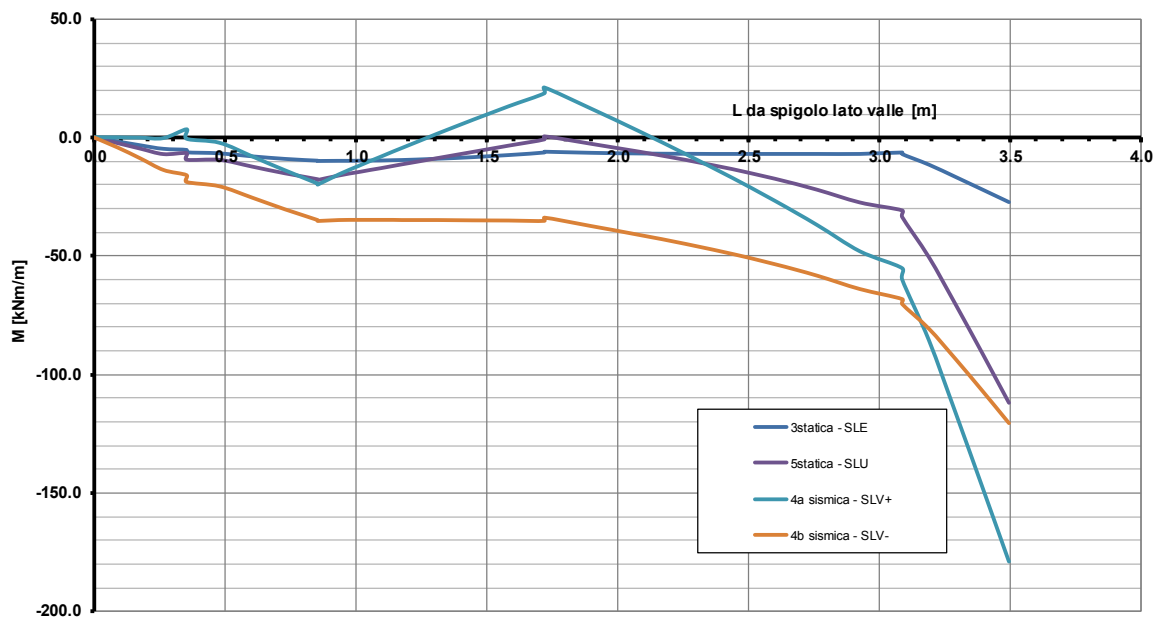


Figura 2.73: Consolidamento scarpata – Cordolo inferiore – Azione flettente.

- Paramento superiore

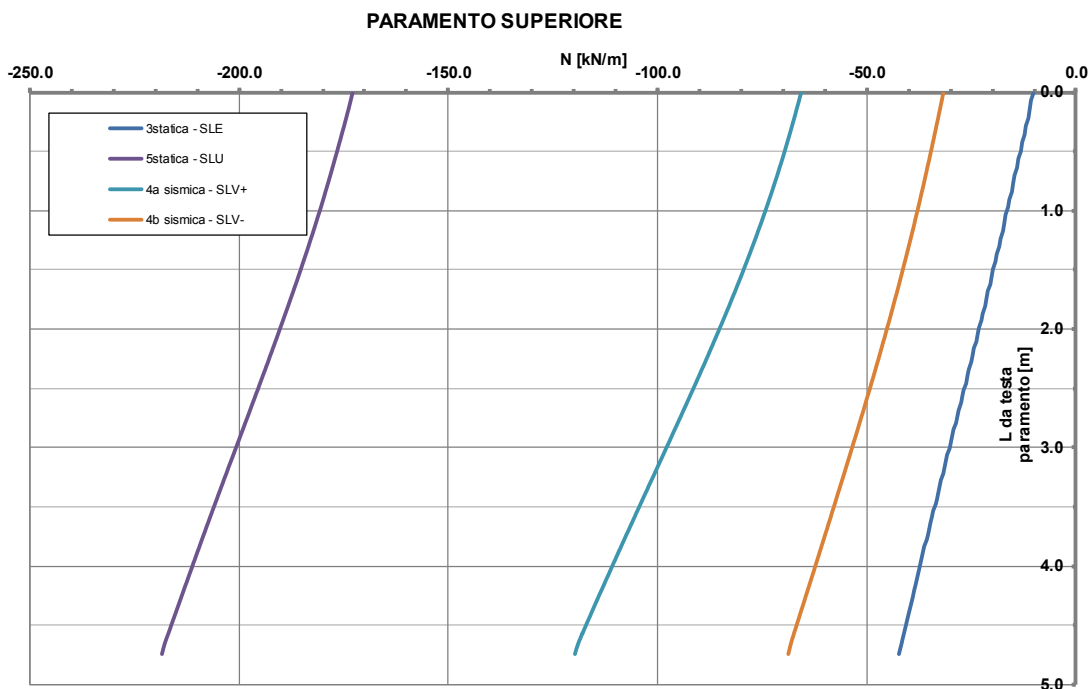


Figura 2.74: Consolidamento scarpata – Paramento superiore – Azione assiale (negativa se di compressione).

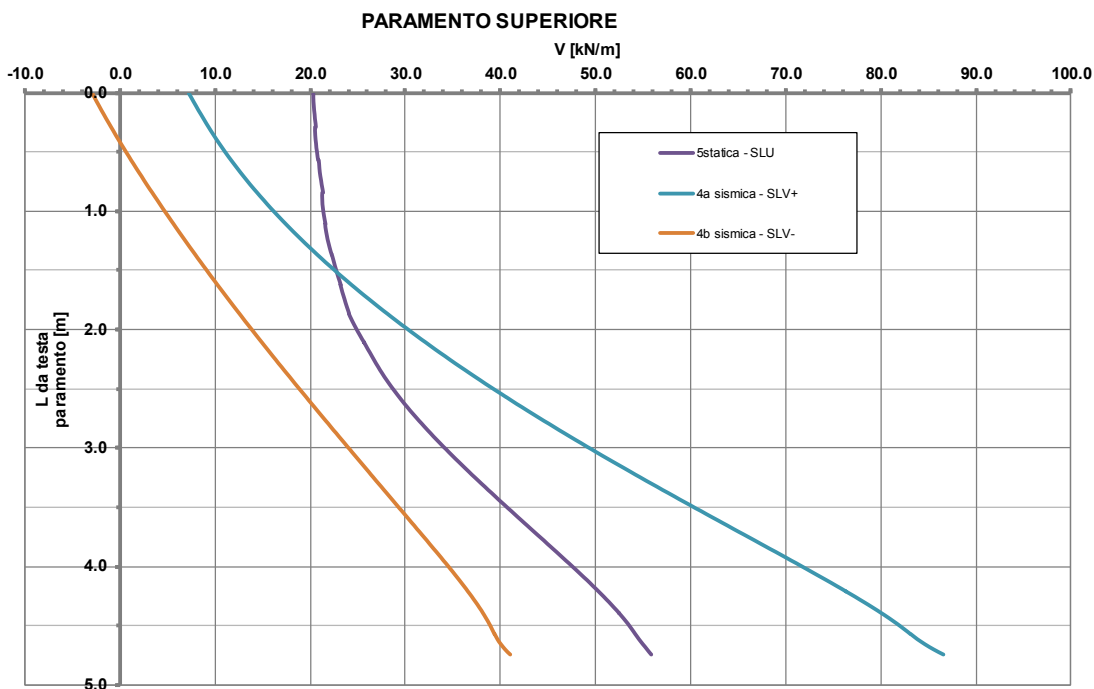


Figura 2.75: Consolidamento scarpata – Paramento superiore – Azione di taglio.

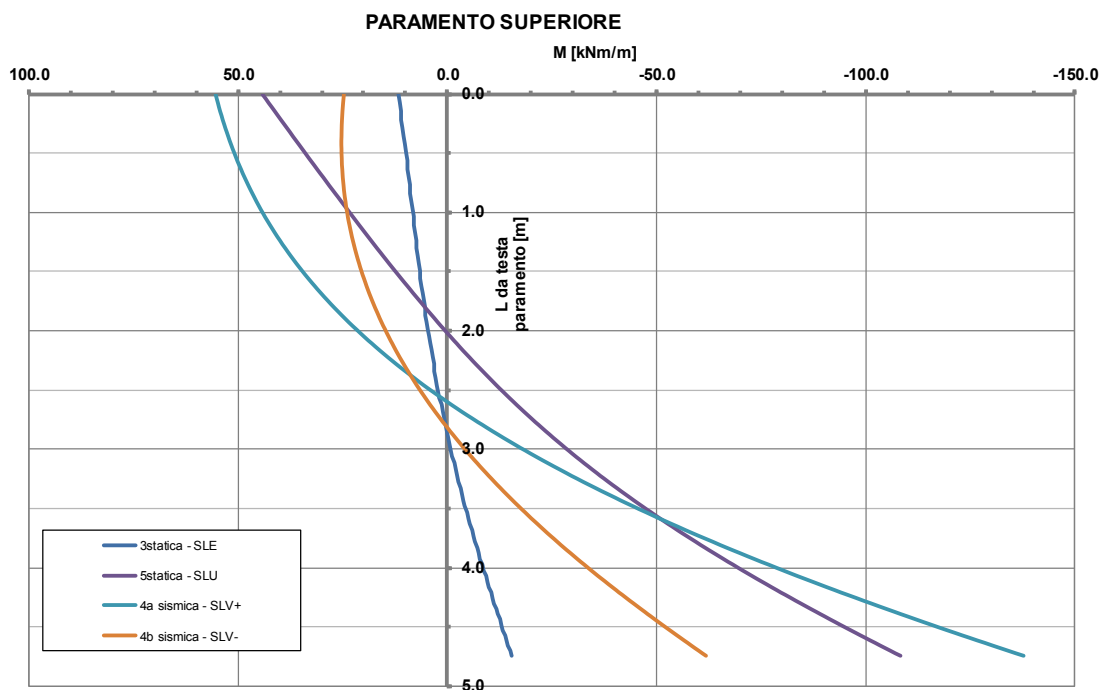


Figura 2.76: Consolidamento scarpata – Paramento superiore – Azione flettente.

- Paramento inferiore

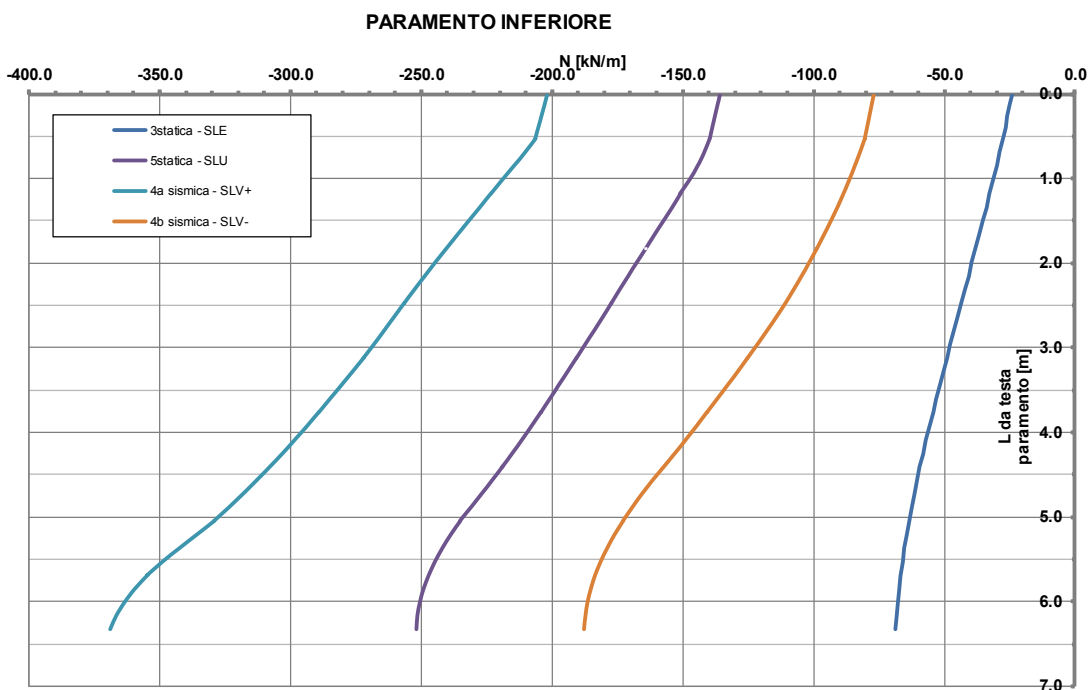


Figura 2.77: Consolidamento scarpata – Paramento inferiore – Azione assiale (negativa se di compressione).

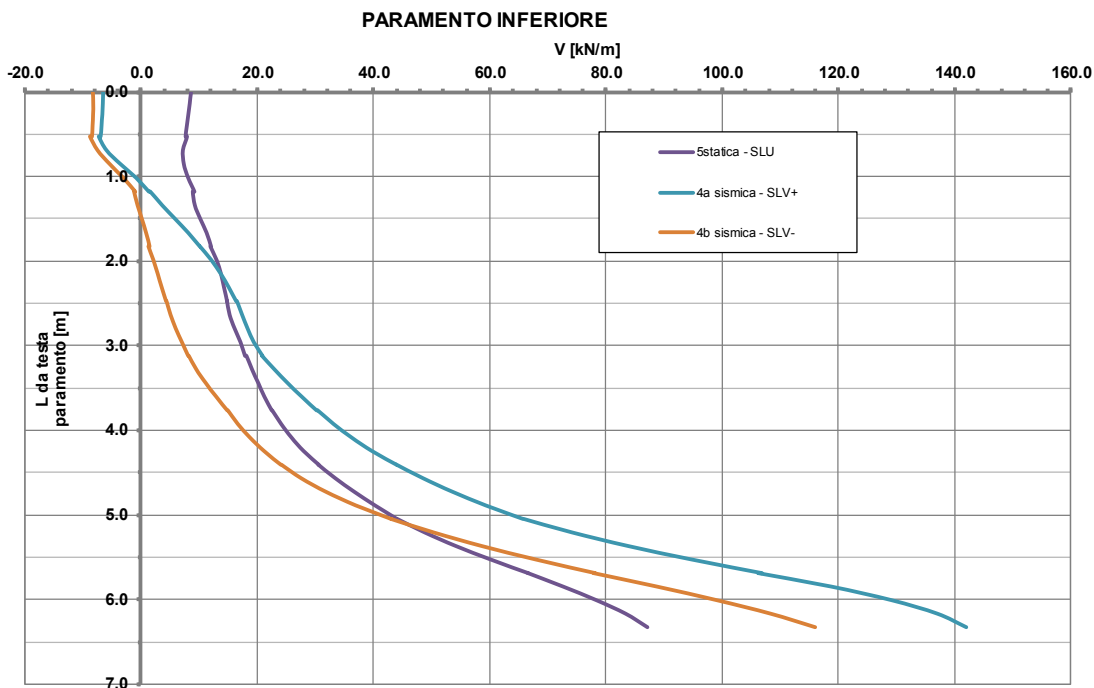


Figura 2.78: Consolidamento scarpata – Paramento inferiore – Azione di taglio.

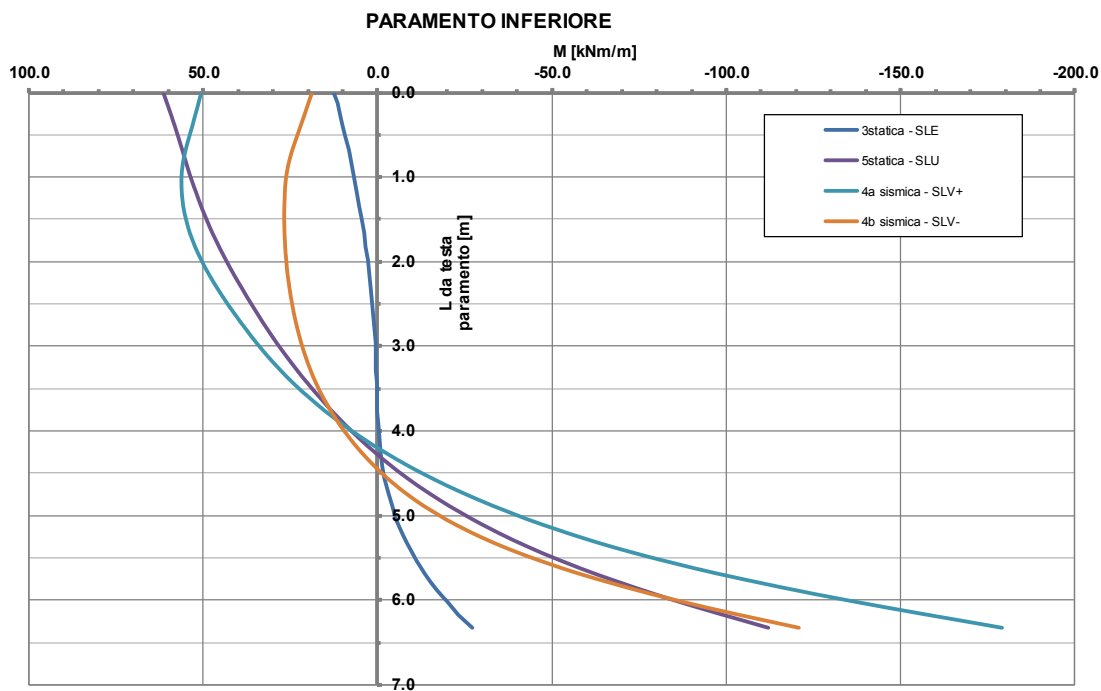


Figura 2.79: Consolidamento scarpata – Paramento inferiore – Azione flettente.

2.11. Presidio porzioni di viabilità a margine della scarpata/muro consolidato – CONFIGURAZIONI DEFORMATE, CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE DELLE STRUTTURE DEFINITIVE OGGETTO DI CALCOLO

2.11.1. Sezione di calcolo

La sezione di calcolo è riportata in Figura 2.15.

2.11.2. Fasi di calcolo

Le fasi di calcolo del modello Plaxis sono le seguenti:

- fase di calcolo 1 – fase geostatica iniziale;
- fase di calcolo 2 – realizzazione delle opere;
- fase di calcolo 3 – erosione della porzione sommitale della scarpata esistente (azzeramento degli spostamenti ad inizio fase);
- *condizioni statiche:*
 - fase di calcolo 4_{statica} – applicazione del sovraccarico stradale di valore caratteristico pari a 20kPa
SLE Combinazione rara↔frequente↔quasi permanente
 - fase di calcolo 5_{statica} – applicazione:
 - del sovraccarico stradale di valore caratteristico pari a 20kPa;
 - delle forze derivate dall'urto del veicolo applicato in asse cordolo sommitale di spessore 50 cm:
 - $F_k=100\text{kN/m}$;
 - $M_k=125\text{kNm/m}$ (momento applicato ad asse cordolo sommitale dalla forza d'urto);
 - fattorizzazione dei carichi secondo i coefficienti A2 e dei parametri secondo i coefficienti M2;
 - fase di calcolo 6_{statica} – verifica di stabilità in condizioni statiche (vedi paragrafo 2.7.1) cautelativamente condotta considerando anche l'azione eccezionale dovuta all'urto fattorizzata come variabile in accordo all'approccio considerato per la stabilità; nella verifica si impone il raggiungimento del coefficiente parziale minimo indicato nella norma ($\gamma_R = 1.1$).
SLU – Combinazione statica fondamentale agli Stati limite Ultimi
- *condizioni sismiche:*
 - fase di calcolo 4_{sismica} – applicazione del sisma orizzontale e verticale con forza inerziale diretta verso il basso:

$k_h = 0.151$
 $k_v = 0.076$

$\left. \begin{array}{l} \text{)} \\ \text{)} \end{array} \right\} \Leftrightarrow \text{vedi paragrafo 2.4}$
 - fase di calcolo 5_{sismica} – verifica di stabilità in condizioni sismiche (vedi paragrafo 2.7.3); nella verifica si impone il raggiungimento del coefficiente parziale minimo indicato nella norma ($\gamma_R = 1.2$);
SLV+ – Stato limite di salvaguardia della vita

- fase di calcolo 4b_{sismica} – applicazione del sisma orizzontale e verticale con forza inerziale diretta verso il basso:

$$\left. \begin{array}{l} k_h = 0.151 \\ k_v = -0.076 \end{array} \right\} \Leftrightarrow \text{vedi paragrafo 2.4}$$

- fase di calcolo 5b_{sismica} – verifica di stabilità in condizioni sismiche (vedi paragrafo 2.7.3); nella verifica si impone il raggiungimento del coefficiente parziale minimo indicato nella norma ($\gamma_R = 1.2$);
SLV- – Stato limite di salvaguardia della vita

2.11.3. Risultati delle elaborazioni

Nel seguito sono riportate le immagini inerenti le diverse fasi di calcolo significative indicate al paragrafo 2.11.2.

Inoltre, sono riportati anche gli output del programma di calcolo Plaxis in termini di:

- configurazione modello nella fase di calcolo considerata;
- spostamenti verticali ed orizzontali del modello di calcolo, per lo Stato Limite di Esercizio;
- sollecitazioni sugli elementi strutturali del presidio (SLE e/o SLU-SLV); per quanto concerne lo Stato Limite di Esercizio, sono indicate le sollecitazioni dei soli elementi strutturali per cui tali verifiche sono di interesse, ovvero il cordolo;

con riferimento alla nomenclatura indicata in Figura 2.16 e per le seguenti fasi di calcolo (vedi paragrafo 2.11.2):

- fase di calcolo 4_{statica} – applicazione del sovraccarico stradale di valore caratteristico pari a 20kPa:
SLE Combinazione rara↔frequente↔quasi permanente;
- fase di calcolo 6_{statica} – verifica di stabilità in condizioni statiche:
SLU – Combinazione statica fondamentale agli Stati limite Ultimi;
- fase di calcolo 5a_{sismica} – verifica di stabilità in condizioni sismiche:
SLV+ – Stato limite di salvaguardia della vita;
- fase di calcolo 5b_{sismica} – verifica di stabilità in condizioni sismiche:
SLV- – Stato limite di salvaguardia della vita.

Le sollecitazioni indicate sono per metro di sviluppo del modello di calcolo, di conseguenza le sollecitazioni sui micropali si ottengono moltiplicando il valore indicato per l'interasse dei micropali.

Fase di calcolo 1: fase geostatica iniziale.

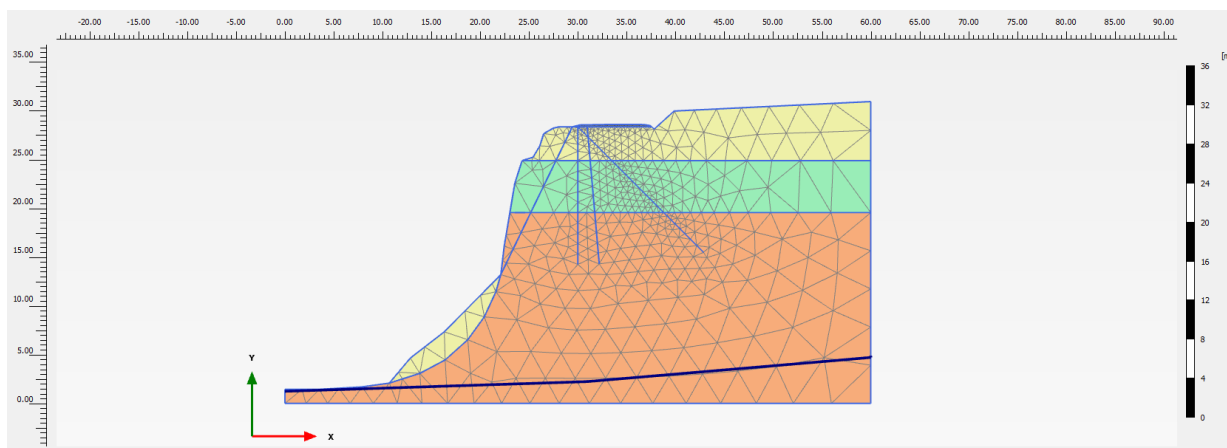


Figura 2.80: Presidio scarpata – Fase geostatica iniziale – Modello di calcolo.

Fase di calcolo 2: realizzazione delle opere.

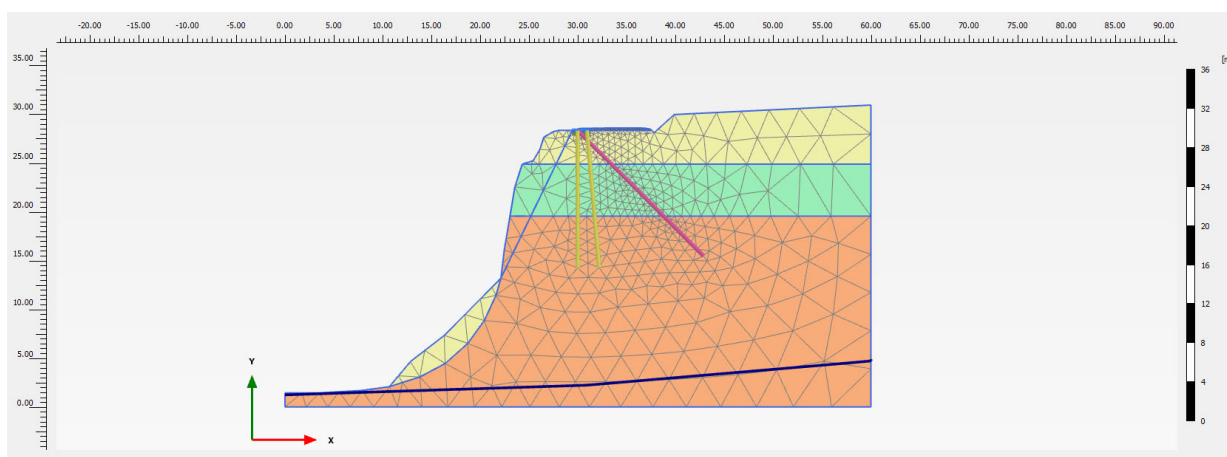


Figura 2.81: Presidio scarpata – Realizzazione delle opere – Modello di calcolo.

Fase di calcolo 3: erosione porzione sommitale scarpata.

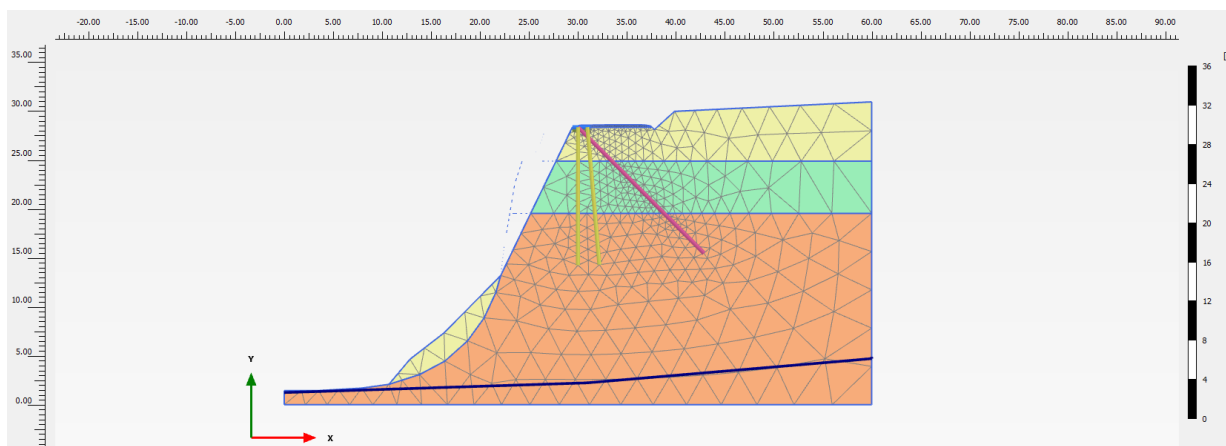


Figura 2.82: Presidio scarpata – Erosione porzione sommitale scarpata – Modello di calcolo.

Fase di calcolo 4_{statica}: applicazione del sovraccarico stradale di valore caratteristico pari a 20kPa (SLE).

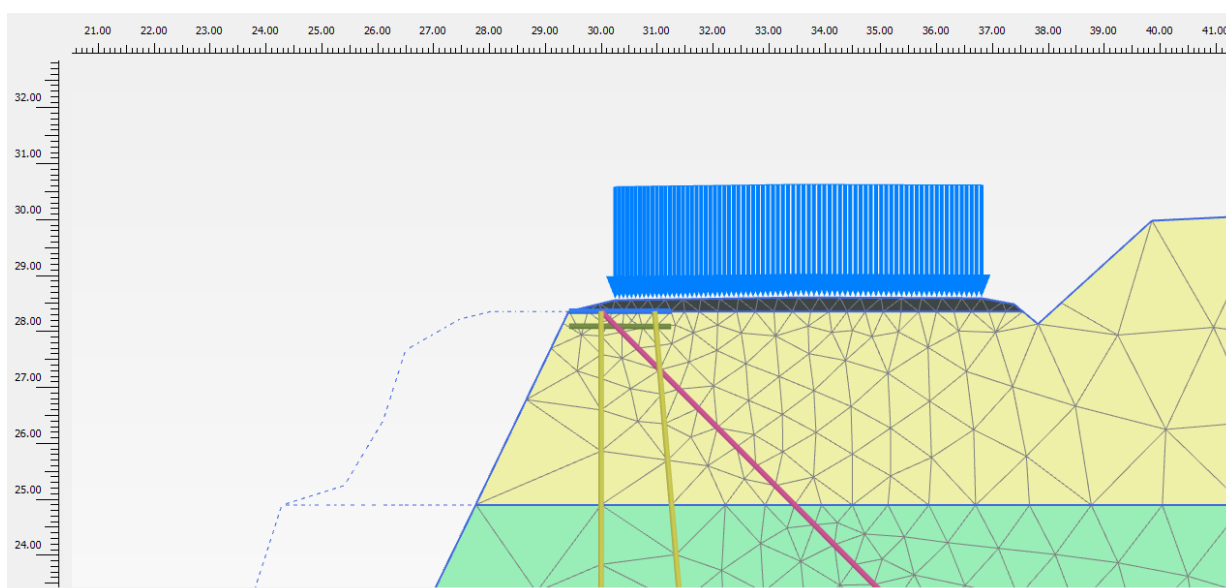


Figura 2.83: Presidio scarpata – Applicazione carico stradale (SLE) – Porzione modello di calcolo in corrispondenza del sedime stradale (presenza sovraccarico stradale).

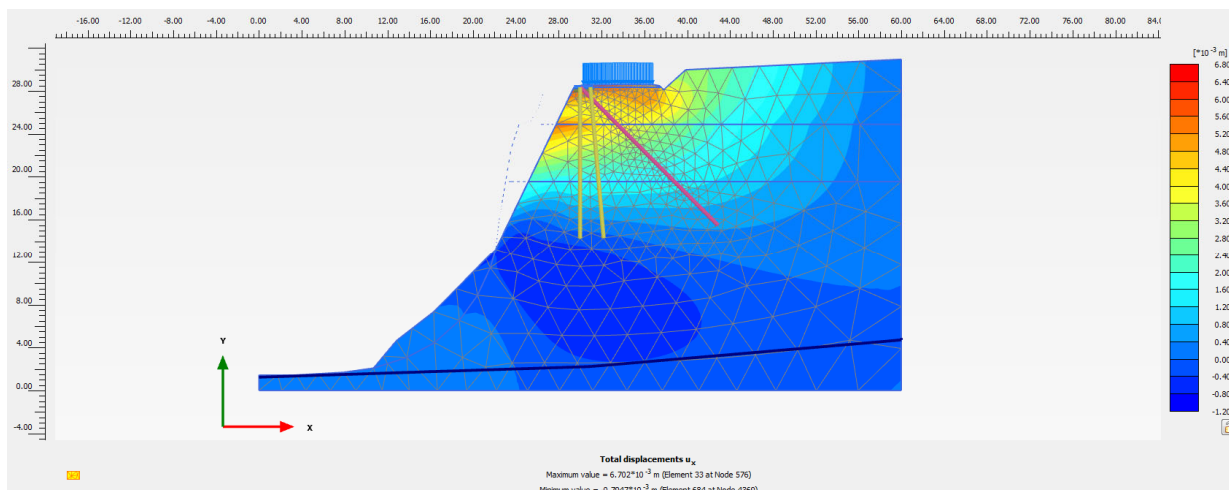


Figura 2.84: Presidio scarpata – Applicazione carico stradale (SLE) – Spostamenti orizzontali.

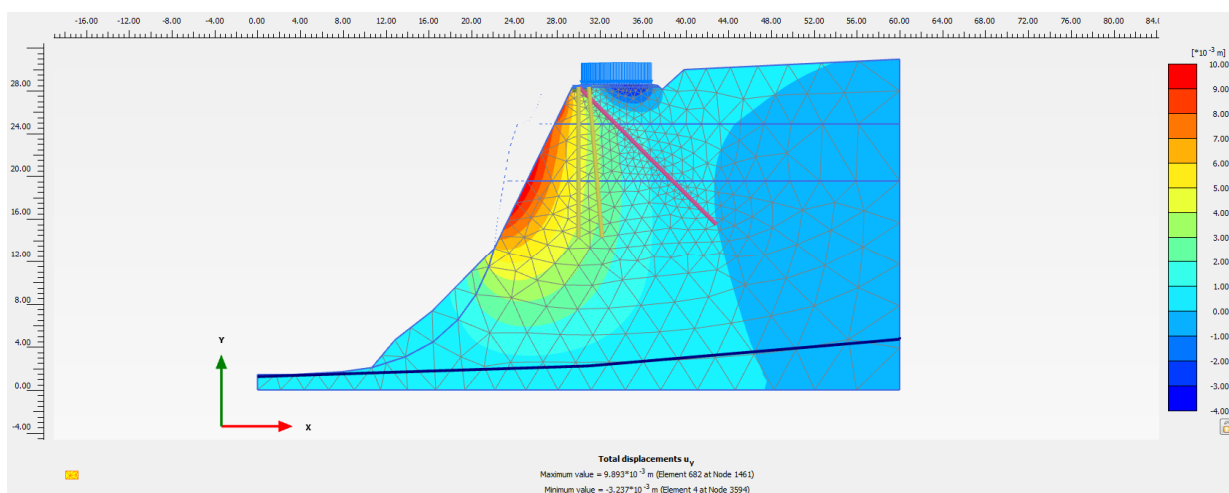


Figura 2.85: Presidio scarpata – Applicazione carico stradale (SLE) – Spostamenti verticali.

Gli spostamenti allo SLE sono modesti ed inferiori al centimetro; nel modello di calcolo gli spostamenti sono stati azzerati prima di spegnere i cluster atti a simulare l'erosione della scarpata.

Nelle figure seguenti sono riportate le sollecitazioni sul cordolo, di interesse per lo SLE.

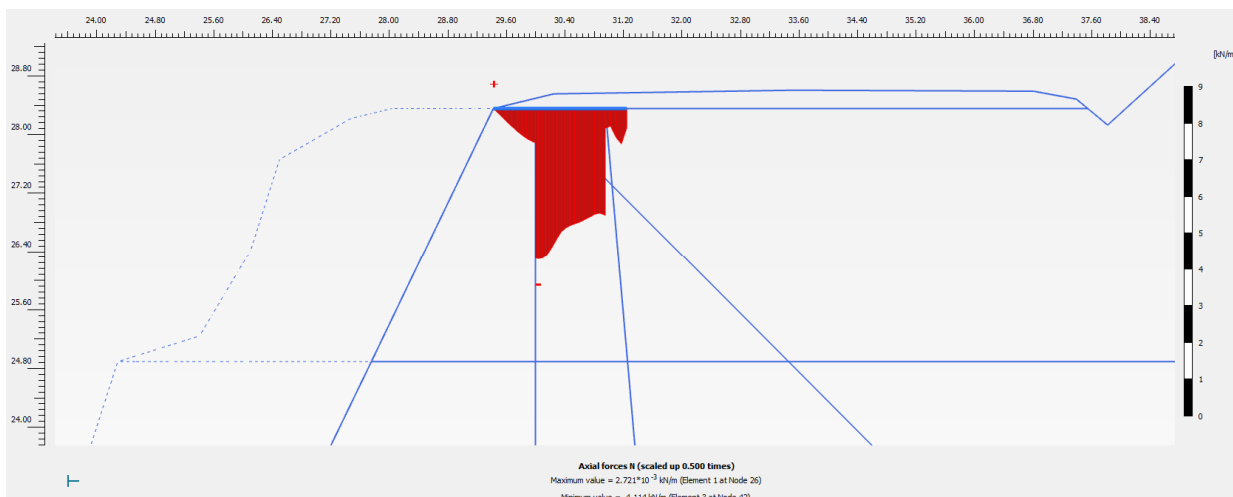


Figura 2.86: Presidio scarpata – Applicazione carico stradale (SLE) – Azione assiale sul cordolo (negativa se di compressione).

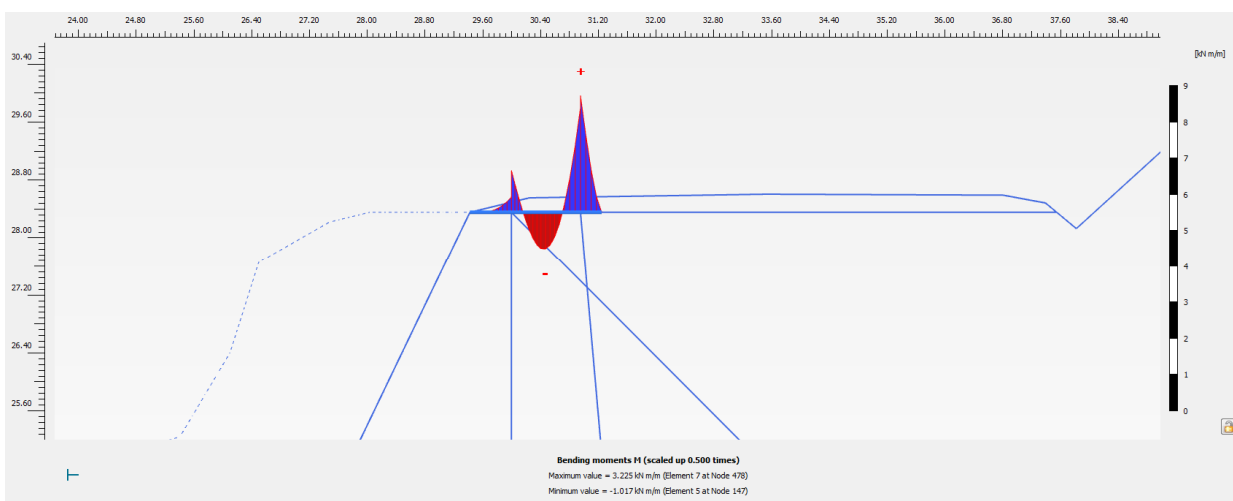


Figura 2.87: Presidio scarpata – Applicazione carico stradale (SLE) – Azione flettente sul cordolo.

Fase di calcolo 6_{statica}: verifica di stabilità in condizione statica $A2+M2+R2(=1.1)$ – SLU.

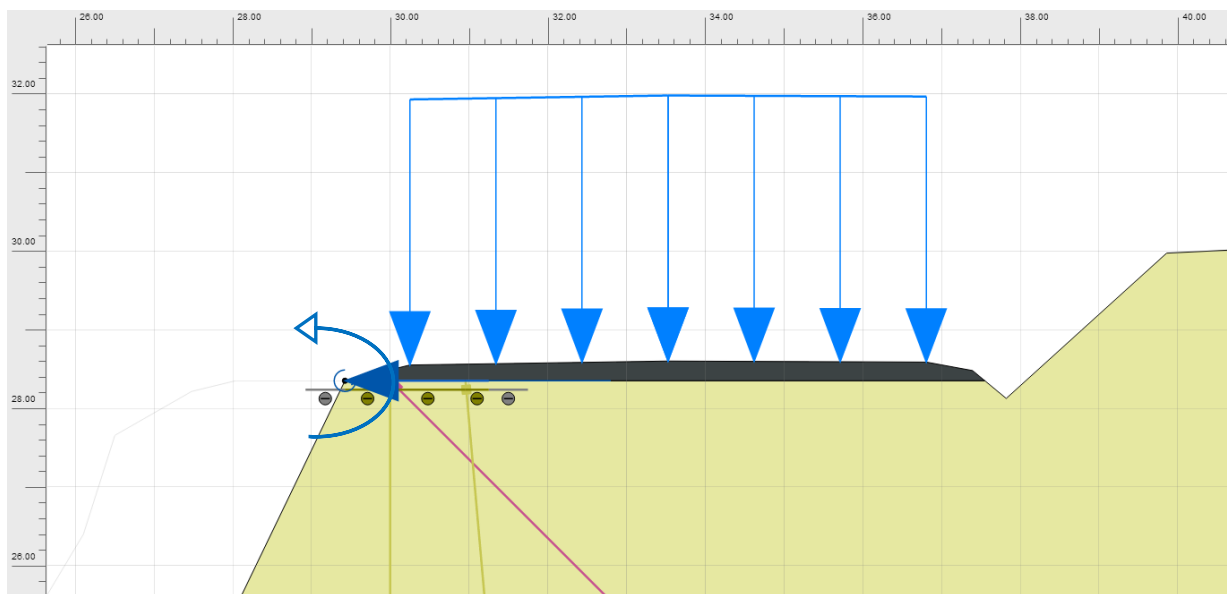


Figura 2.88: Presidio scarpata – Verifica di stabilità in condizione statica (SLU) – Porzione modello di calcolo in corrispondenza del sedime stradale (presenza sovraccarico stradale ed azioni urto veicolo contro barriera di sicurezza).

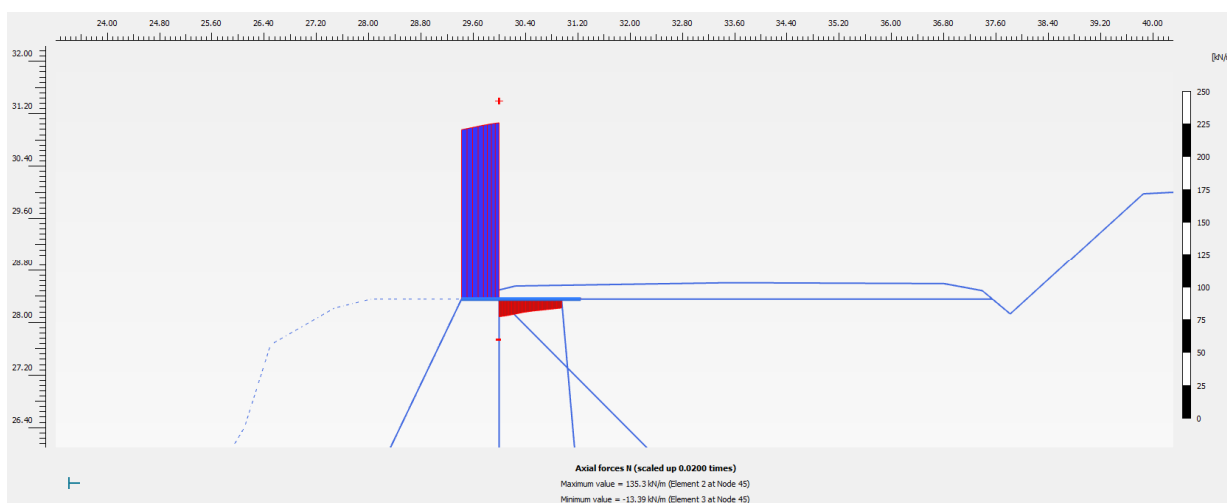


Figura 2.89: Presidio scarpata – Verifica di stabilità in condizione statica (SLU) – Azione assiale sul cordolo (negativa se di compressione).

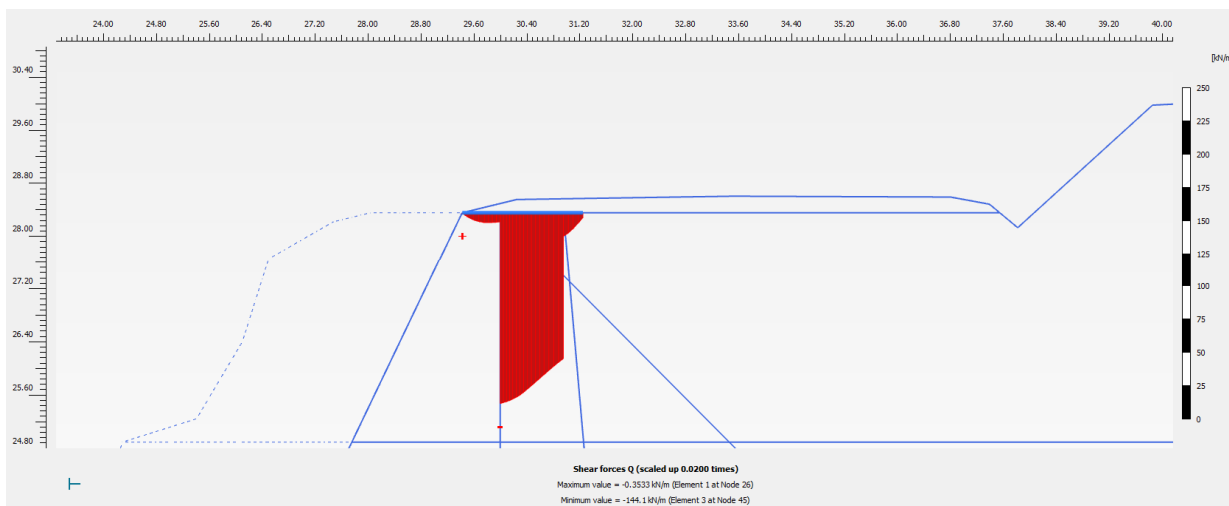


Figura 2.90: Presidio scarpata – Verifica di stabilità in condizione statica (SLU) – Azione di taglio sul cordolo.

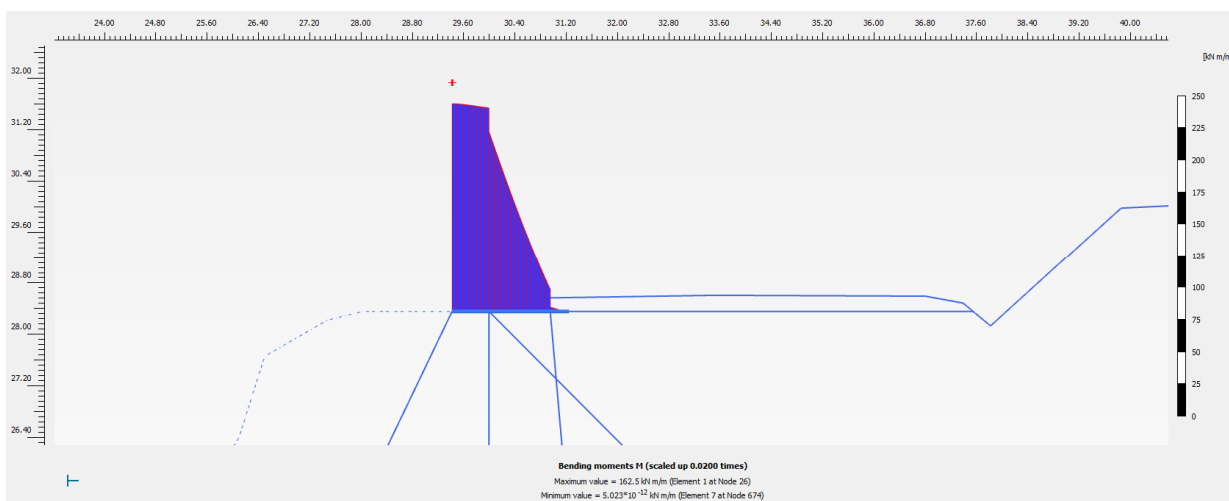


Figura 2.91: Presidio scarpata – Verifica di stabilità in condizione statica (SLU) – Azione flettente sul cordolo.

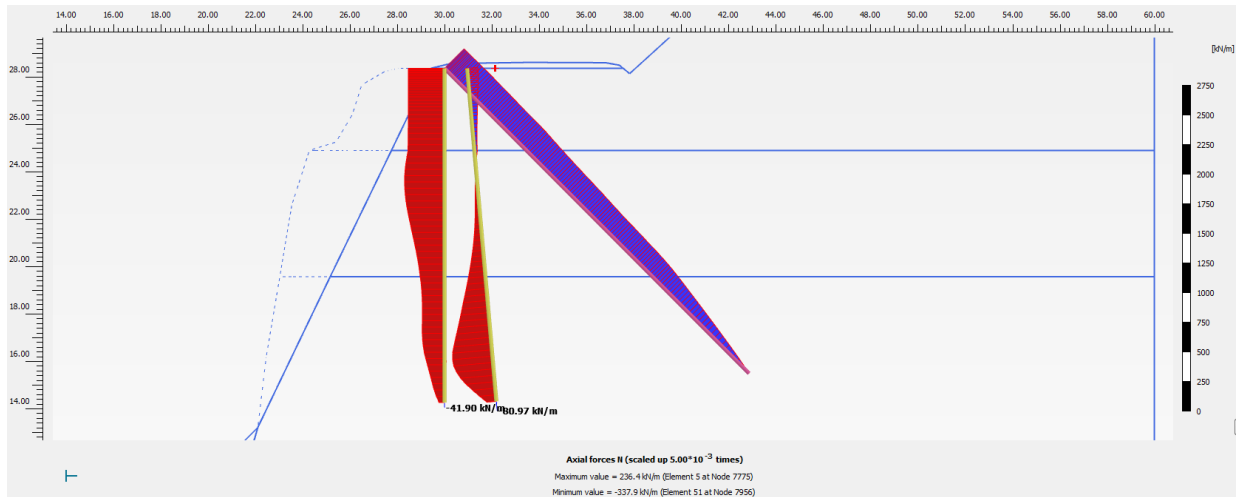


Figura 2.92: Presidio scarpata – Verifica di stabilità in condizione statica (SLU) – Azione assiale su micropali connessi al cordolo (negativa se di compressione).

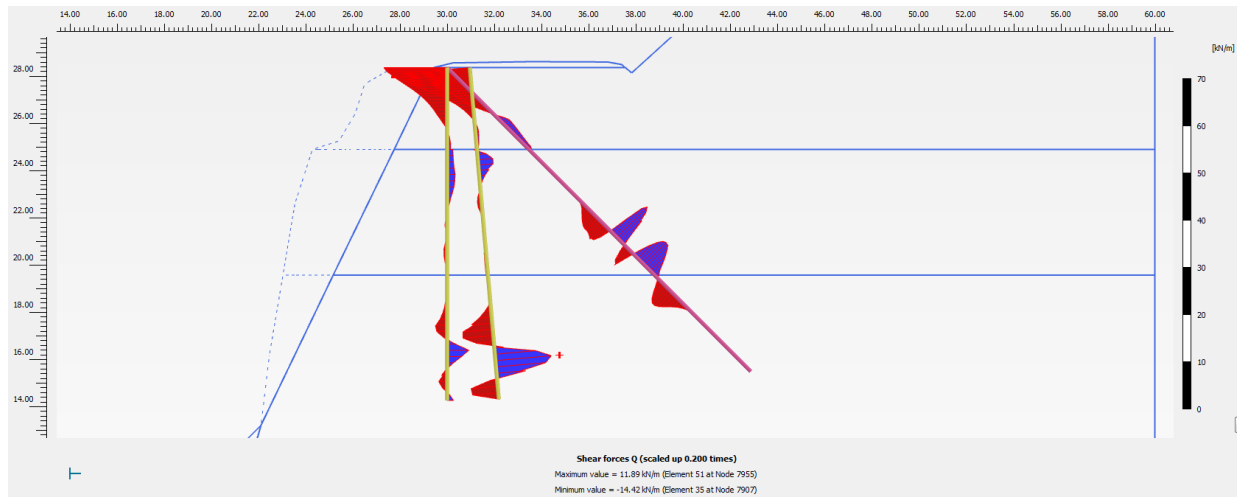


Figura 2.93: Presidio scarpata – Verifica di stabilità in condizione statica (SLU) – Azione di taglio su micropali connessi al cordolo.

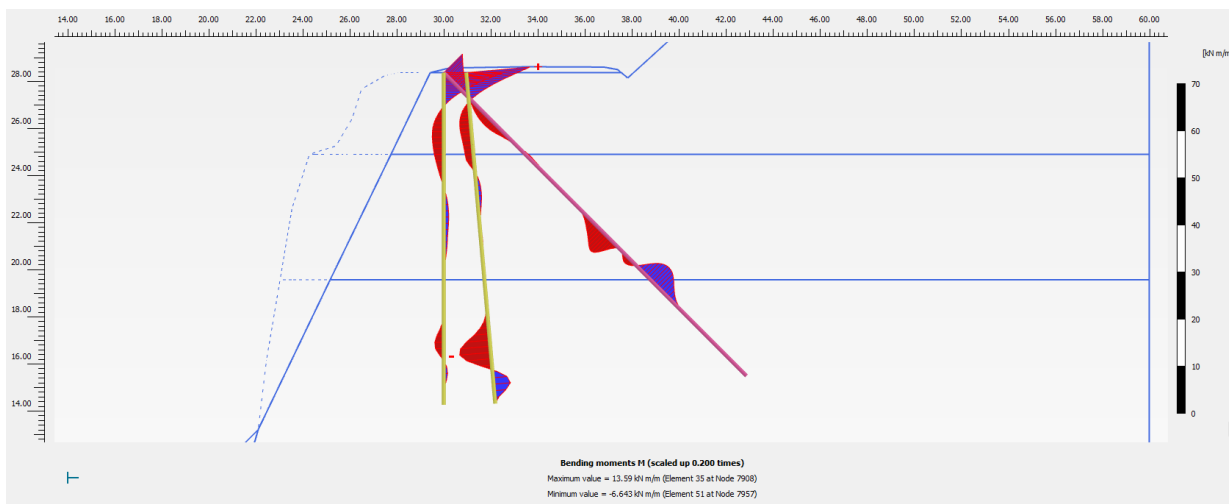


Figura 2.94: Presidio scarpata – Verifica di stabilità in condizione statica (SLU) – Azione flettente su micropali connessi al cordolo.

Fase di calcolo $5a_{sismica}$: verifica di stabilità in condizione sismica $A2(=1)+M2(=1)+R2(=1.2) - SLV+$.

Il modello di calcolo su cui viene applicata l'azione sismica è quello della fase 3 (Figura 2.82).

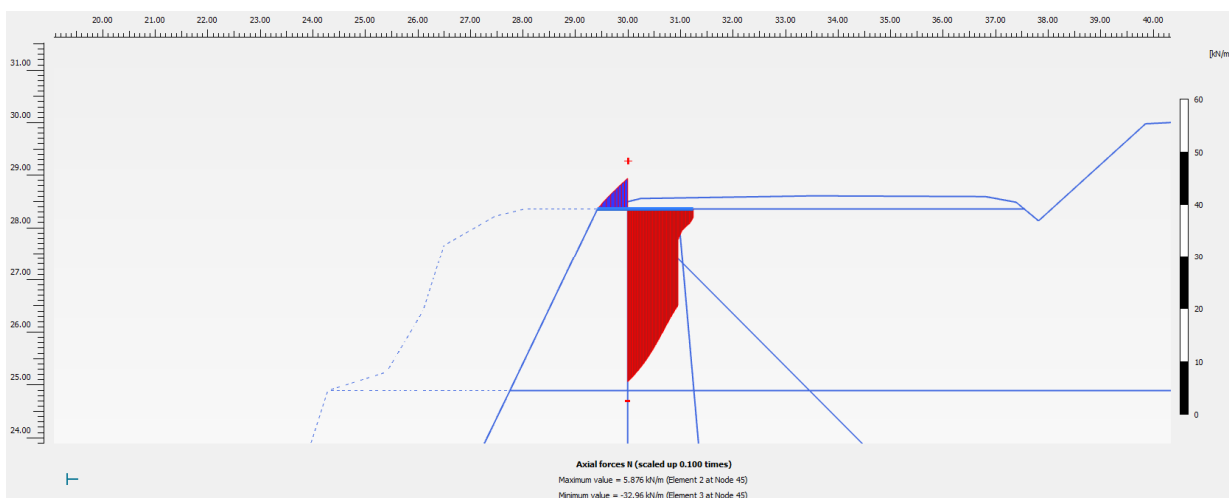


Figura 2.95: Presidio scarpata – Verifica di stabilità in condizione sismica (SLV+) – Azione assiale sul cordolo (negativa se di compressione).

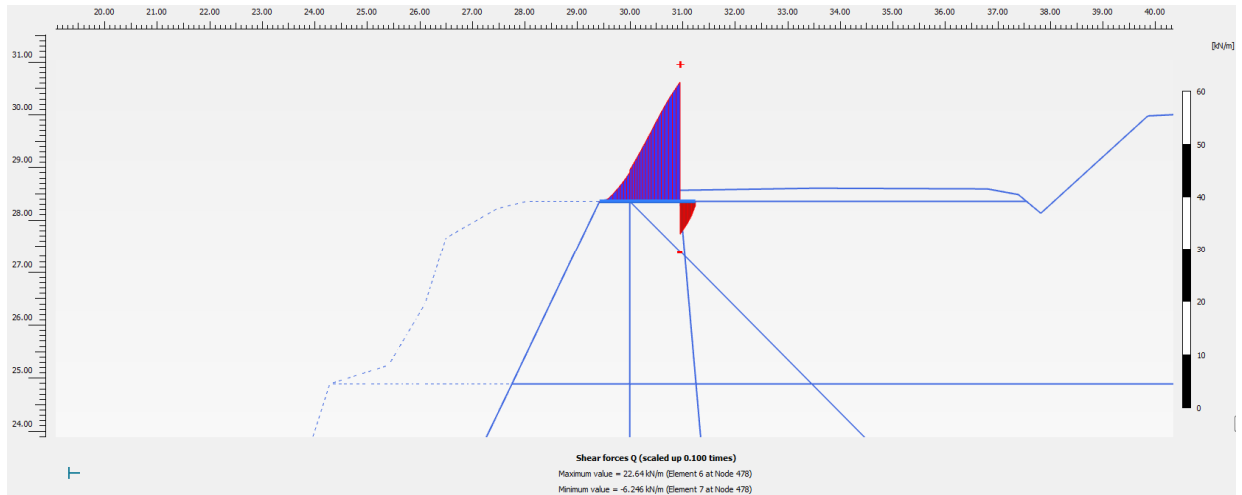


Figura 2.96: Presidio scarpata – Verifica di stabilità in condizione sismica (SLV+) – Azione di taglio sul cordolo.

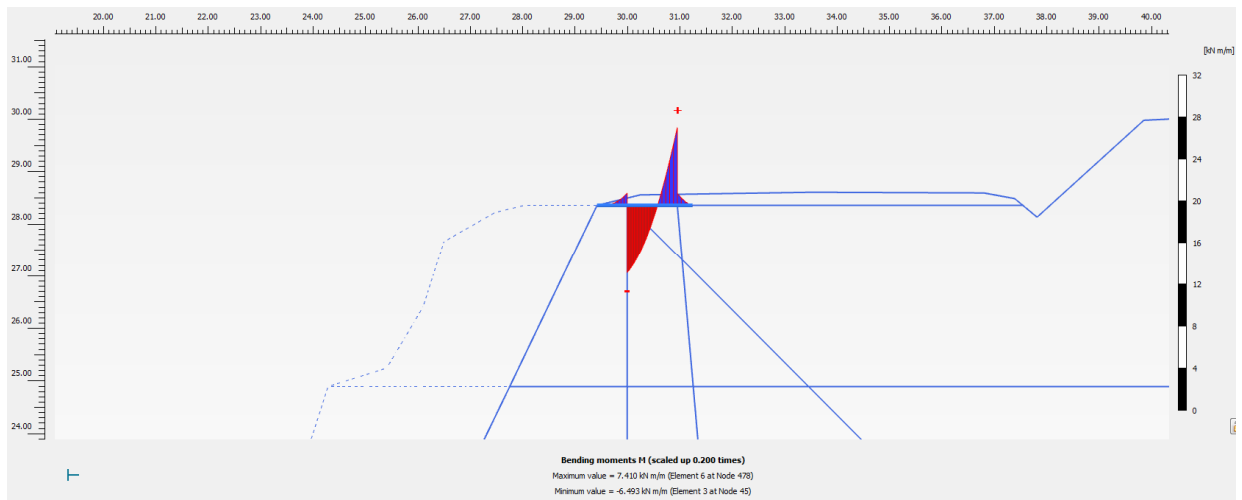


Figura 2.97: Presidio scarpata – Verifica di stabilità in condizione sismica (SLV+) – Azione flettente sul cordolo.

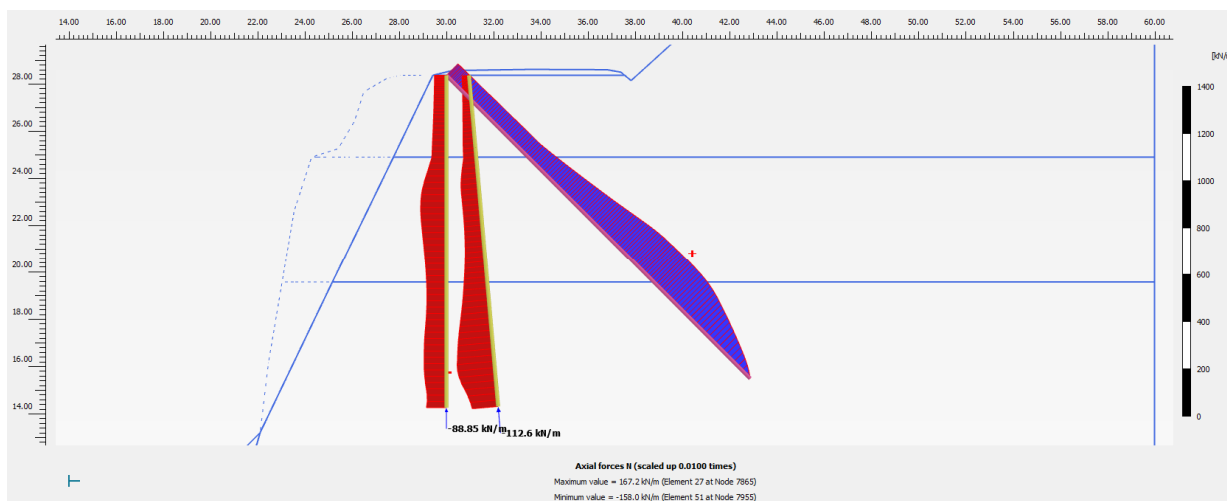


Figura 2.98: Presidio scarpata – Verifica di stabilità in condizione sismica (SLV+) – Azione assiale su micropali connessi al cordolo (negativa se di compressione).

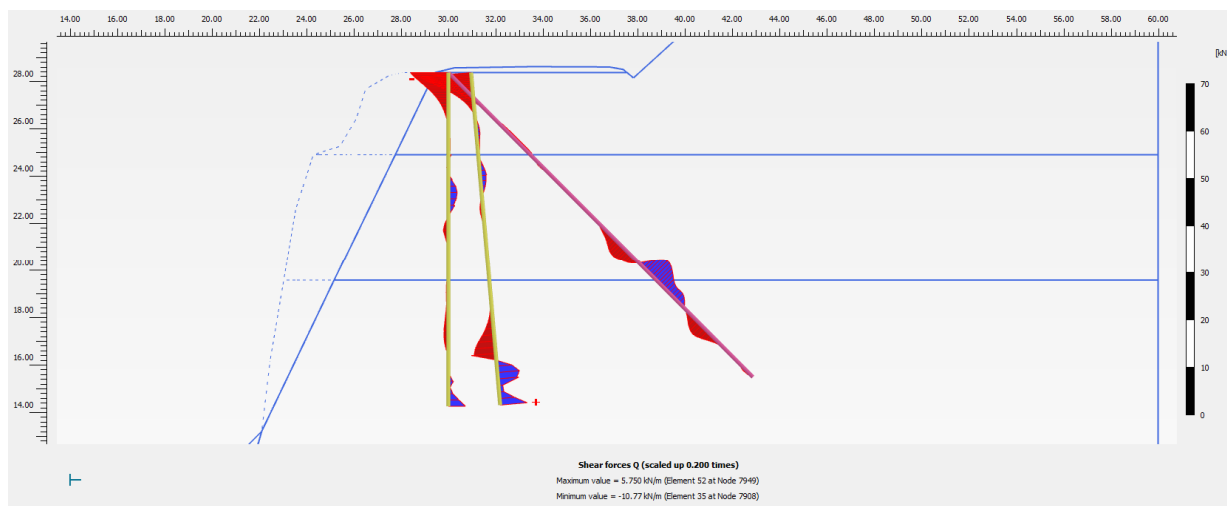


Figura 2.99: Presidio scarpata – Verifica di stabilità in condizione sismica (SLV+) – Azione di taglio su micropali connessi al cordolo.

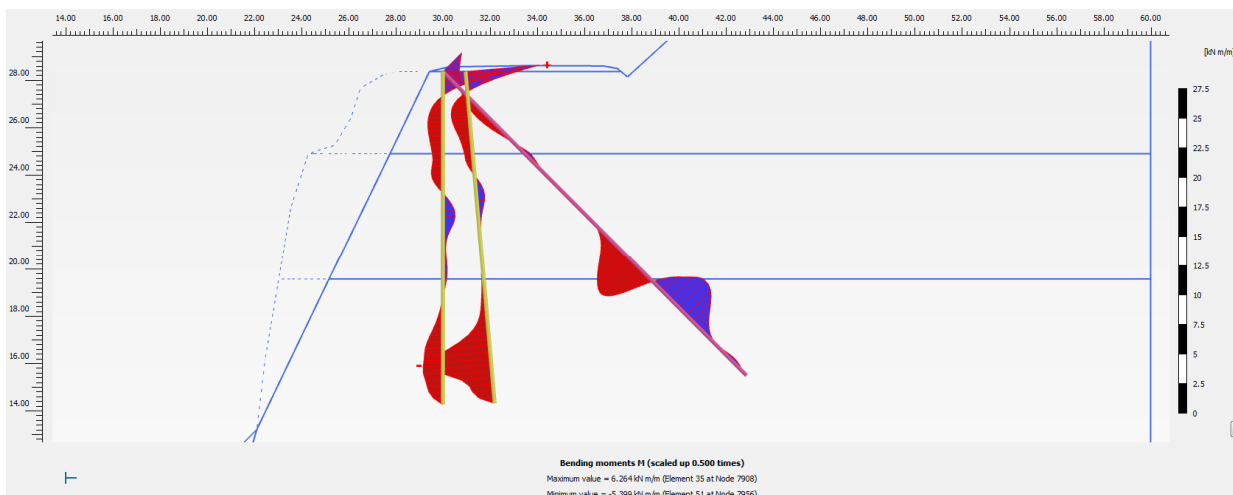


Figura 2.100: Presidio scarpata – Verifica di stabilità in condizione sismica (SLV+) – Azione flettente su micropali connessi al cordolo sommitale.

Fase di calcolo 5b_{sismica}: verifica di stabilità in condizione sismica A2(=1)+M2(=1)+R2(=1.2) – SLV-.

Il modello di calcolo su cui viene applicata l'azione sismica è quello della fase 3 (Figura 2.19).

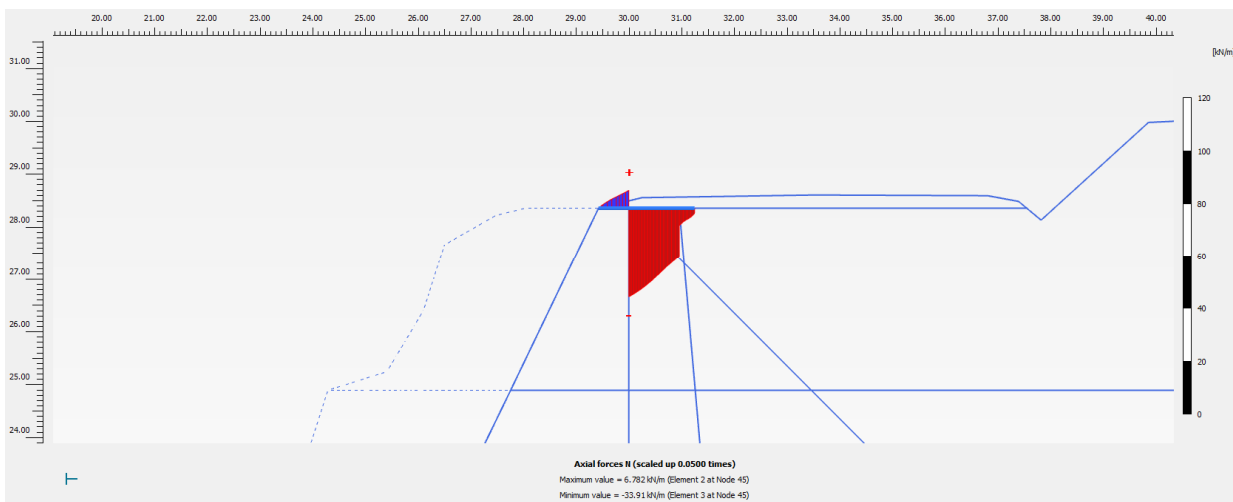


Figura 2.101: Presidio scarpata – Verifica di stabilità in condizione sismica (SLV-) – Azione assiale sul cordolo (negativa se di compressione).

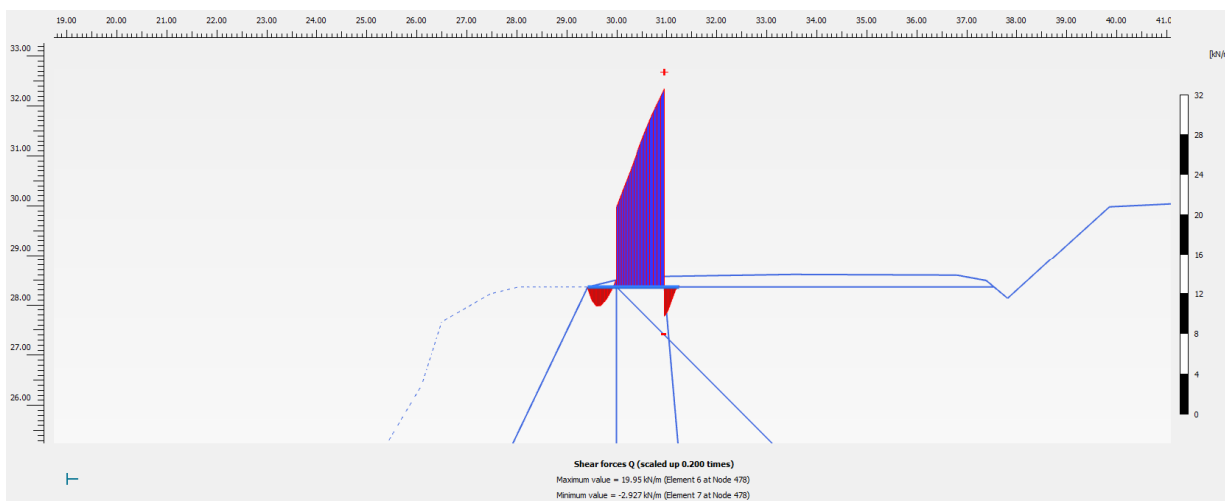


Figura 2.102: Presidio scarpata – Verifica di stabilità in condizione sismica (SLV-) – Azione di taglio sul cordolo.

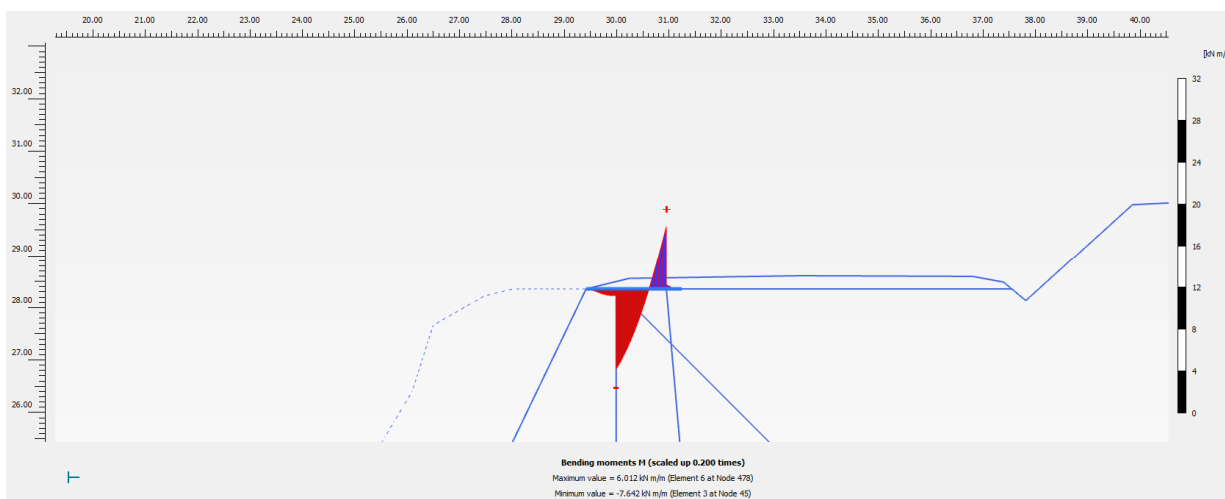


Figura 2.103: Presidio scarpata – Verifica di stabilità in condizione sismica (SLV-) – Azione flettente sul cordolo.

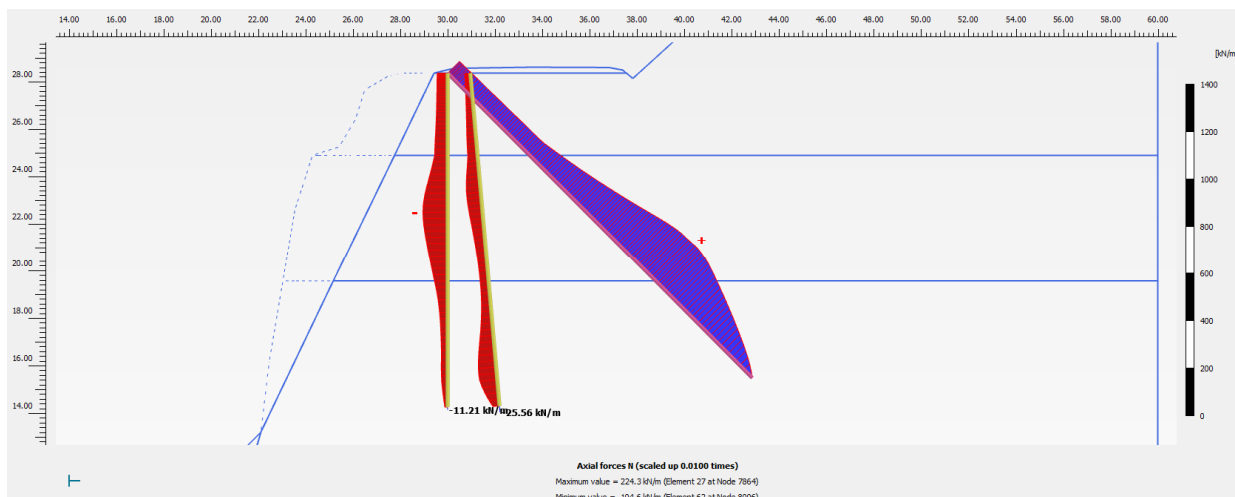


Figura 2.104: Presidio scarpata – Verifica di stabilità in condizione sismica (SLV-) – Azione assiale su micropali connessi al cordolo (negativa se di compressione).

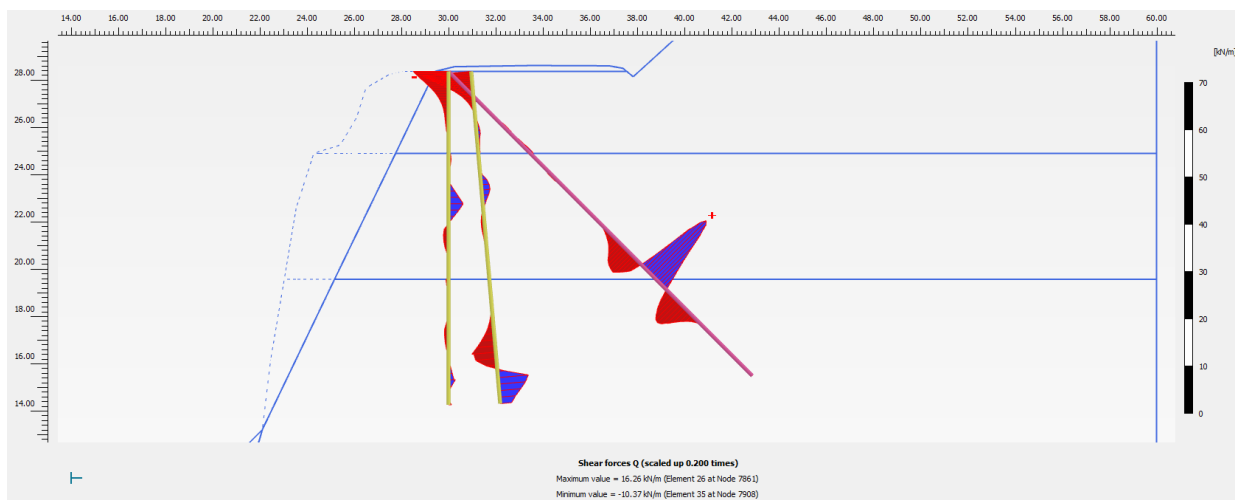


Figura 2.105: Presidio scarpata – Verifica di stabilità in condizione sismica (SLV-) – Azione di taglio su micropali connessi al cordolo.

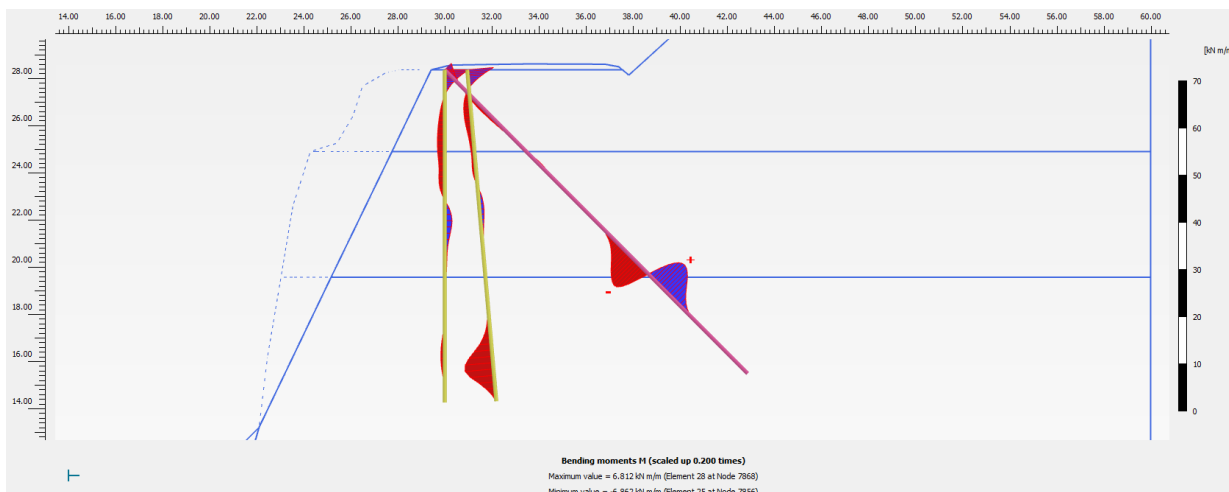


Figura 2.106: Presidio scarpata – Verifica di stabilità in condizione sismica (SLV-) – Azione flettente su micropali connessi al cordolo sommitale.

Il riepilogo delle azioni sul cordolo in conglomerato cementizio armato nelle fasi di calcolo di interesse sono riportati nei grafici seguenti.

CORDOLO POSTO A LIVELLO STRADA

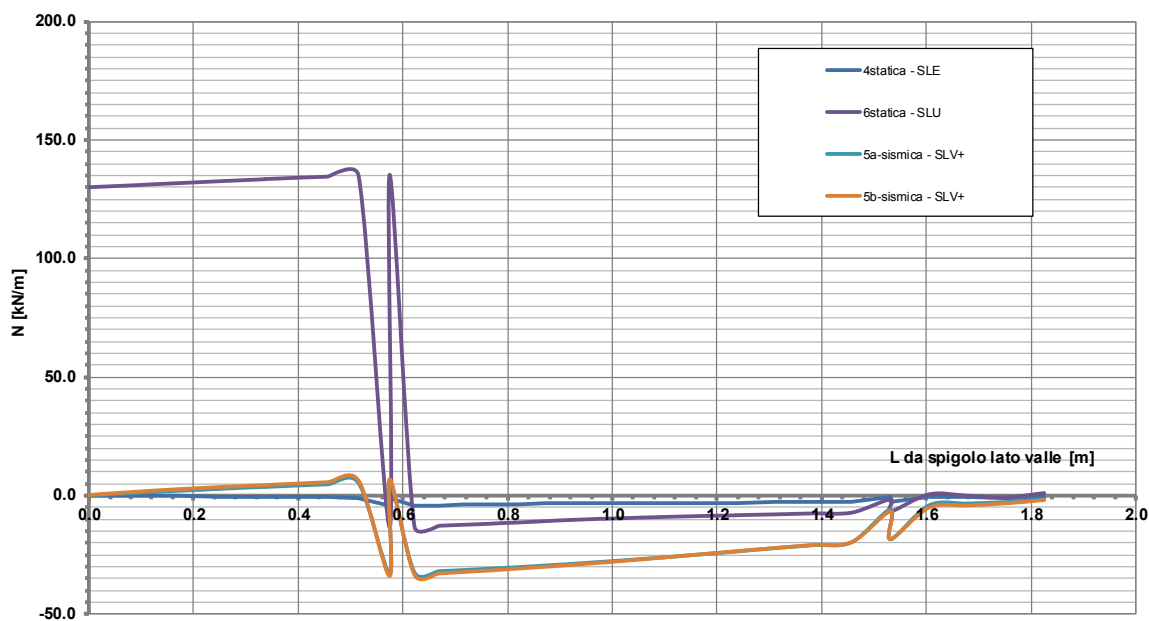


Figura 2.107: Presidio scarpata – Cordolo – Azione assiale (negativa se di compressione).

CORDOLO POSTO A LIVELLO STRADA

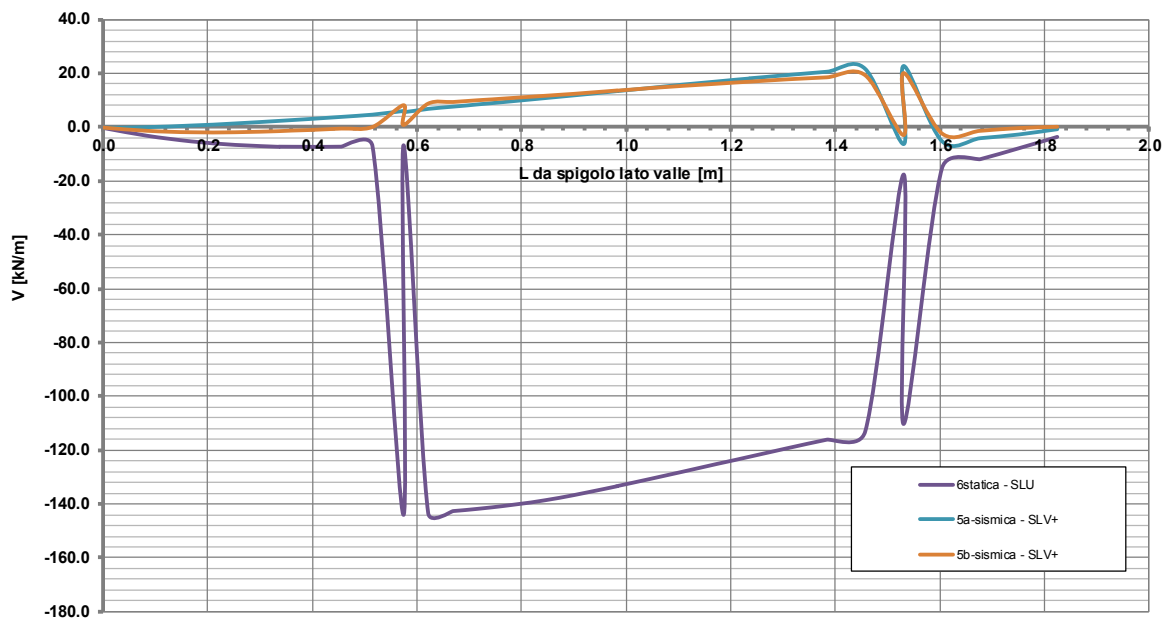


Figura 2.108: Presidio scarpata – Cordolo – Azione di taglio.

CORDOLO POSTO A LIVELLO STRADA

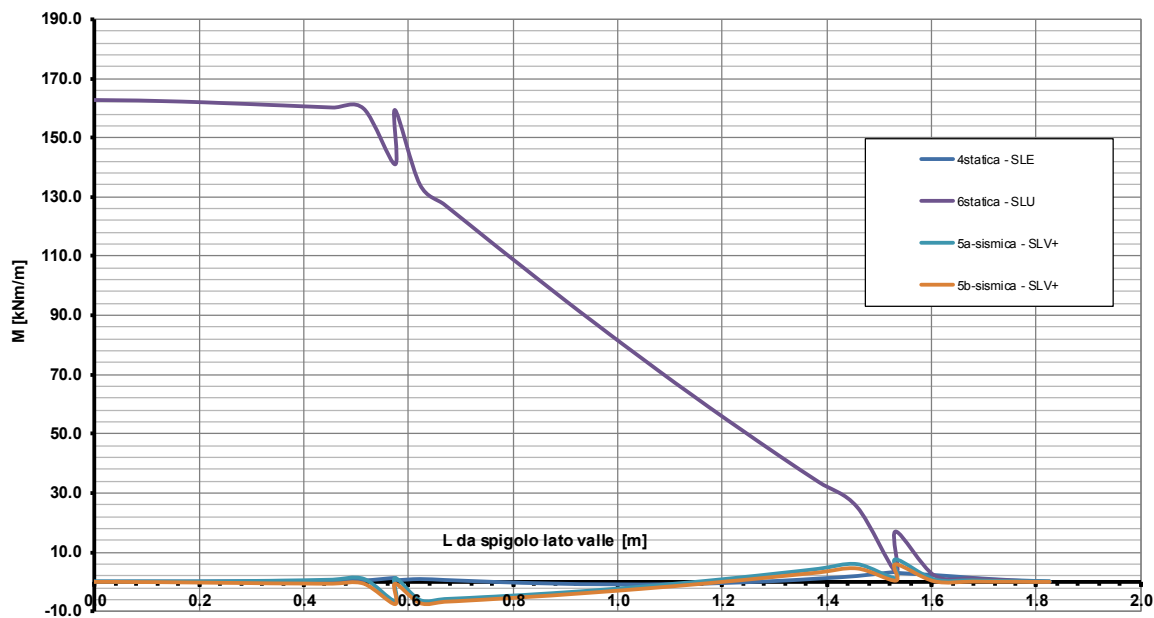


Figura 2.109: Presidio scarpata – Cordolo sommitale – Azione flettente.

2.12. SINTESI DELLE VERIFICHE DI SICUREZZA

Il cordolo ed i paramenti in conglomerato cementizio armato sono stati dimensionati strutturalmente sia allo Stato Limite Ultimo sia agli Stati Limite di Esercizio.

I micropali e le barre di ancoraggio, considerati ai fini delle verifiche come costruzioni in acciaio, sono stati dimensionati allo Stato Limite Ultimo.

Le verifiche di resistenza condotte hanno dato esito positivo; gli elementi strutturali, pertanto, sono in grado di sopportare con adeguati margini di sicurezza le azioni di progetto.

Anche le verifiche delle tensioni di esercizio ed a fessurazione delle strutture in conglomerato cementizio armato hanno fornito valori inferiori ai limiti dettati dalla normativa vigente, a garanzia della durabilità prestazionale delle opere.

Le verifiche geotecniche condotte (capacità portante micropali e barre) mostrano il soddisfacimento dei livelli prestazionali previsti dalla normativa vigente.

Le verifiche geotecniche di stabilità globale sono implicitamente verificate in quanto gli elementi strutturali sono stati dimensionati proprio per garantire tali condizioni di stabilità.

2.13. GIUDIZIO MOTIVATO DI ACCETTABILITÀ DEI RISULTATI

In relazione alla coerenza ed accettabilità dei risultati esposti in forma sintetica e prevalentemente grafica nel presente elaborato e di quanto esposto ai paragrafi precedenti, si segnala che il codice di calcolo utilizzato permette di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura e include svariate funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello che permettono di controllare sia la coerenza geometrica sia le azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

In particolare si segnala che la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti hanno permesso un immediato controllo dei risultati ottenuti mediante schemi semplificati.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato esito positivo.

Su tali basi lo scrivente ritiene assolutamente accettabili, plausibili e coerenti al progetto in questione i risultati emersi illustrati nel presente documento.

2.14. CARATTERISTICHE ED AFFIDABILITÀ DEL CODICE DI CALCOLO

Per la valutazione dello stato di sollecitazione e delle deformazioni dell'Opera A di progetto, si è ricorsi ad una modellazione con il programma Plaxis 2018 di modellazione agli elementi finiti (FEM) come già descritto nei paragrafi precedenti.

La documentazione, fornita dal produttore e a corredo del software, consiste nei seguenti manuali:

PLAXIS 2D 2018

Contents

General information

Part 1: Tutorial Manual

Part 2: Reference Manual

Part 3: Material Models Manual

Part 4: Scientific Manual

Dall'analisi di tale documentazione il software è stato valutato idoneo allo studio del caso specifico e affidabile.

Il software presenta un modulo "Risultati" che consente la consultazione dei risultati in una sezione piana e di plottare grafici e curve dei risultati che si desiderano analizzare per le singole fasi di calcolo o anche sottoforma di inviluppo.

2.15. STRUTTURE GEOTECNICHE E DI FONDAZIONE

Le opere consistono principalmente in cordoli in c.a. su micropali e, nel tratto di consolidamento, anche da paramenti sempre in c.a..

Per tali opere sono state condotte le verifiche geotecniche previste dal DM 17/01/2018.

Le verifiche sono risultate soddisfatte in quanto:

- le verifiche di stabilità globale presentano i fattori di sicurezza di norma, dal momento che scopo dell'opera è proprio garantire tali condizioni di stabilità;
- l'analisi dell'opera nelle diverse fasi di calcolo ha mostrato la convergenza del modello di calcolo, a testimonianza del corretto dimensionamento geotecnico;
- i tiranti presentano capacità portante conforme alla normativa.

Anche gli spostamenti orizzontali ottenuti dalle elaborazioni si ritengono compatibili con la funzionalità delle opere.

3. **NORMATIVA E RIFERIMENTI TECNICI**

NORMATIVA TECNICA

- D.M. 17.01.2018, Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- UNI EN 206, "Calcestruzzo: Specificazione, prestazione, produzione e conformità".

RIFERIMENTI TECNICI UTILIZZATI

- Circolare 01/02/2009, n.617 - Istruzione per l'applicazione delle “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14/01/2008.

4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Al fine di garantire idonee caratteristiche di resistenza e durabilità delle opere, è previsto l'impiego dei materiali riportati nel seguito.

4.1. CALCESTRUZZO PER OPERE IN CEMENTO ARMATO

Le opere in c.a. dovranno essere realizzate con conglomerato cementizio a Prestazione Garantita definito secondo il D.M. 17.01.2018 e le UNI EN 206 con le seguenti caratteristiche:

CORDOLO SU MICROPALI SUL CIGLIO STRADA

Peso specifico	25.0	kN/m ³
Resistenza cubica caratteristica a compressione: R_{ck}	37	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione: f_{ck}	30	MPa
Coefficiente riduttivo per resistenza di lunga durata: α_{cc}	0.85	
Coefficiente di sicurezza: γ_c	1.50	
Resistenza a compressione di progetto: f_{cd}	17.00	MPa
Modulo elastico di Young istantaneo: E_{cm}	32837	MPa
Classe di esposizione (UNI EN 206)	XF4	
Consistenza (slump)	S4 (fluida)	
Copriferro	50	mm

CORDOLO SU MICROPALI GRADONE INTERMEDIO ED INFERIORE

Peso specifico	25.0	kN/m ³
Resistenza cubica caratteristica a compressione: R_{ck}	30	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione: f_{ck}	25	MPa
Coefficiente riduttivo per resistenza di lunga durata: α_{cc}	0.85	
Coefficiente di sicurezza: γ_c	1.50	
Resistenza a compressione di progetto: f_{cd}	14.17	MPa
Modulo elastico di Young istantaneo: E_{cm}	31476	MPa
Classe di esposizione (UNI EN 206 1)	XC2	
Consistenza (slump)	S4 (fluida)	
Copriferro	40	mm

PARETI IN CALCESTRUZZO ARMATO

Peso specifico	25.0	kN/m ³
Resistenza cubica caratteristica a compressione: R_{ck}	30	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione: f_{ck}	25	MPa
Coefficiente riduttivo per resistenza di lunga durata: α_{cc}	0.85	
Coefficiente di sicurezza: γ_c	1.50	
Resistenza a compressione di progetto: f_{cd}	14.17	MPa
Modulo elastico di Young istantaneo: E_{cm}	31476	MPa
Classe di esposizione (UNI EN 206 1)	XC2	
Consistenza (slump)	S3+S4	
Copriferro	30	mm

4.2. ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

Si adotta acciaio per calcestruzzo armato tipo B450C. I valori di calcolo utilizzati sono riepilogati nella tabella seguente.

Acciaio da cemento armato tipo B450C

Tensione caratteristica di snervamento: f_{yk}	450	MPa
Tensione caratteristica di rottura: f_{tk}	540	MPa
Allungamento: $(A_{gt})_k$	$\geq 7.5\%$	
Coefficiente di sicurezza: γ_s	1.15	
Tensione di snervamento di progetto: f_{yd}	391.30	MPa
Modulo elastico di Young: E_s	200000	MPa

4.3. MICROPALI

Acciaio da carpenteria tipo S355

Tipologia	S355J0H secondo UNI EN 10025, UNI EN 10210-1 e DM 17/01/18	
Peso specifico	78.50	kN/m ³
Modulo elastico di Young: E_s	210000	MPa
Tensione caratteristica di snervamento: f_{yk}	355	MPa
Coefficiente di sicurezza (resistenza delle sezioni): γ_{M0}	1.05	
Tensione di snervamento di progetto: f_{yd}	338.1	MPa

Malta di cemento di rivestimento e riempimento del tubolare in acciaio:

- classe di resistenza C25/30 (secondo DM 17-01-2018);
- classe di esposizione: XC2 secondo UNI EN 206.

4.4. BARRE TIPO DYWIDAG

Barre tipo Dywidag

Diametro nominale	26.5	mm
Tensione caratteristica allo 0.1% di deformazione residua: $f_{p0.1k}$	950	MPa
Tensione caratteristica di rottura: f_{pk}	1050	MPa
Coefficiente di sicurezza (resistenza delle sezioni): γ_{M0}	1.15	
Tensione di snervamento di progetto: f_{yd}	826.1	MPa

Testate realizzate con acciaio e/o finitura superficiale e/o protezione congrua alla funzione permanente degli ancoraggi.

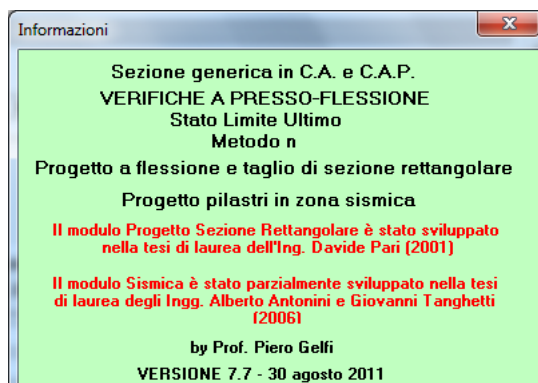
Malta di cemento di rivestimento delle barre:

- classe di resistenza C25/30 (secondo DM 17-01-2018);
- classe di esposizione: XC2 secondo UNI EN 206.

5. CRITERI GENERALI VERIFICHE STRUTTURALI E GEOTECNICHE

5.1. VERIFICHE STRUTTURALI DELLE SEZIONI IN C.A.

Le verifiche a pressoflessione delle sezioni in conglomerato cementizio armato ai sensi del DM 17/01/2018 sono state condotte mediante il programma Vca SLU del Prof. Gelfi:



Le verifiche a taglio sono state condotte mediante fogli excel in accordo al paragrafo 4.1.2.3.5.1 del DM 17/01/2018 per elementi senza armature trasversali resistenti a taglio ed al paragrafo 4.1.2.3.5.2 per elementi con armature trasversali resistenti a taglio.

Le verifiche a fessurazione sono state condotte con il metodo tabellare riportato nella Circ. Min. II.TT. 02.02.2009, n. 617, tabella C4.1.II e C4.1.III.

5.2. VERIFICHE STRUTTURALI DELLE SEZIONI IN CARPENTERIA METALLICA (MICROPALI)

Le verifiche dei profilati cavi in acciaio dei micropali sono state condotte con fogli interni di calcolo excel sulla base di quanto previsto al capitolo 4 del DM 17/01/18.

5.3. VERIFICHE STRUTTURALI DELLE BARRE DI ANCORAGGIO

Le verifiche delle barre di ancoraggio in acciaio sono state condotte con fogli interni di calcolo excel sulla base di quanto previsto al capitolo 4 del DM 17/01/18.

5.4. VERIFICHE GEOTECNICHE DI CAPACITÀ PORTANTE DEI TIRANTI PASSIVI (MICROPALI/BARRE)

Le verifiche geotecniche di capacità portante sono state condotte sulla base di quanto previsto al paragrafo 6.6 del DM 17/01/18, considerando le azioni derivate dall'analisi SLU/SLV.

5.5. VERIFICHE GEOTECNICHE DI STABILITÀ GLOBALE

Le verifiche di stabilità globale costituiscono il fattore dimensionante degli interventi di consolidamento e presidio; sono pertanto implicitamente verificate per la procedura di dimensionamento delle opere.

Tali aspetti sono stati analizzati con il software agli elementi finiti Plaxis 2018.

6. SEZIONI DI CALCOLO, STRATIGRAFIA DI RIFERIMENTO E PARAMETRI GEOTECNICI

6.1. SEZIONI DI CALCOLO

Le sezioni di calcolo considerate sono riportate in Figura 2.12 e Figura 2.15; tali sezioni riguardano i due tratti di intervento e rispettivamente:

- il consolidamento della scarpata stradale in corrispondenza del muro esistente;
- il presidio delle porzioni di viabilità a margine della scarpata/muro consolidato.

6.2. STRATIGRAFIA E LIVELLO PIEZOMETRICO DI RIFERIMENTO

Le unità stratigrafiche individuate sono le seguenti:

- Coltre detritica e depositi alluvionali costituiti da limo argilloso-sabbioso molto consistente con inclusi lapidei marnosi ed arenacei variamente alterati. Localmente sono presenti brandelli di terrazzo costituiti da ghiaia da fine a grossolana in matrice sabbiosa-limosa, di colore nocciola. Gli spessori di questa unità variano da zona a zona con valori massimi di 5.0 ÷ 6.0 m.
- Formazione di substrato costituita da arenarie e marne molto fratturate con giacitura degli strati variabile da sub-orizzontale a subverticale.

Il modello geotecnico adottato nelle elaborazioni comprende le seguenti unità geotecniche:

- **unità 1:** Coltre detritica e depositi alluvionali;
- **unità 2a e 2b:** Formazione di substrato.

Gli spessori di tali unità sono evidenziati in Figura 2.12; in particolare con riferimento alla configurazione della sezione tipologica del consolidamento del muro esistente:

- **unità 1 - coltre:** si assume di spessore coerente con il primo gradone attualmente presente nel tratto oggetto di consolidamento;
- **unità 2a - substrato:** si assume di spessore coerente con il secondo gradone attualmente presente nel tratto oggetto di consolidamento; si considera appartenente ad un substrato parzialmente alterato, ovvero di caratteristiche geotecniche inferiori rispetto a quelle dell'unità 2b;
- **unità 2b - substrato:** è presente al di sotto dell'unità 2a per tutto lo sviluppo del modello di calcolo e consiste nella formazione di substrato.

Per le opere di presidio di cui allo schema di Figura 2.15 si assume la medesima stratigrafia.

Il livello piezometrico ipotizzato non interferisce con le opere alla luce anche delle scelte progettuali (drenaggi).

6.3. PARAMETRI GEOTECNICI

I parametri geotecnici sono stati desunti come riportato nel seguito.

6.3.1. Unità 1 – coltre

I parametri operativi di resistenza al taglio del terreno sono stati determinati cautelativamente con una analisi di stabilità imponendo $FS \approx 1$ ("back analysis").

L'analisi è stata condotta con il programma Plaxis 2018 (paragrafo 2.6) secondo il modello di Figura 2.12; in particolare, fissato:

- il peso di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;
- l'angolo di resistenza al taglio dell'unità $\phi' = 29^\circ$;
- il modulo elastico $E' = 10 \text{ MPa}$;

in accordo a quanto riportato in relazione geotecnica e sulla base dell'esperienza degli scriventi, è stato determinato il valore di coesione drenata che rende circa unitario il fattore di sicurezza nei confronti di una verifica di stabilità che interessa il solo 1° gradone.

La verifica di stabilità è stata condotta mediante la procedura definita phi-c reduction illustrata al paragrafo 2.6.

Nella figura seguente è riportata l'immagine del modello di calcolo al termine della procedura phi-c reduction adottando coesione drenata per l'unità 1 pari a 15kPa; in particolare sono visualizzati, con mappa a colori, gli spostamenti totali al termine della fase.

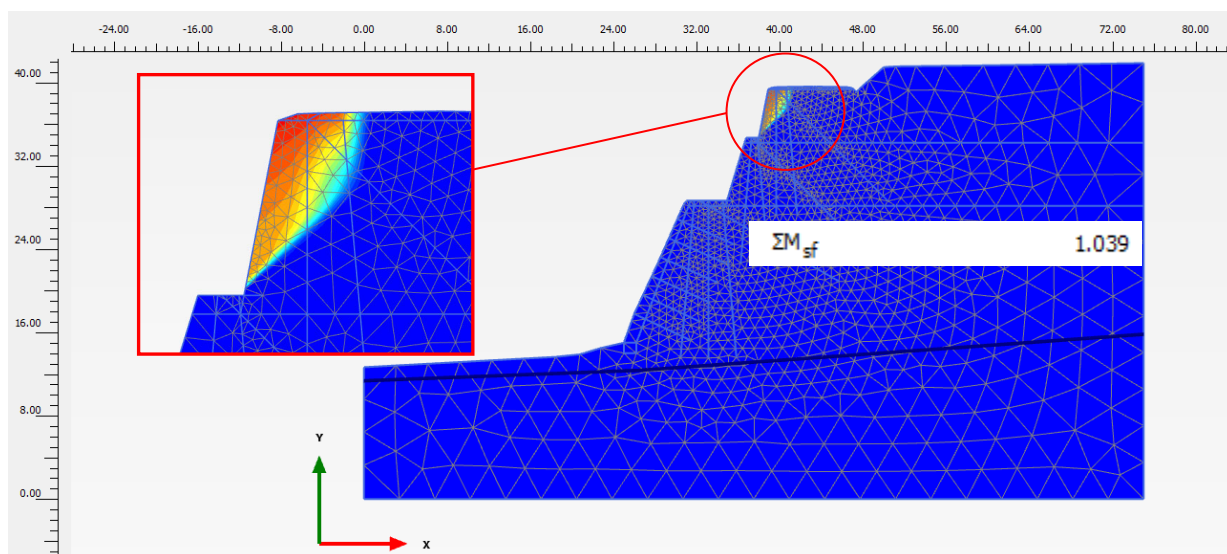


Figura 6.1: Verifica di stabilità 1° gradone – Spostamenti totali – Si nota la superficie di scorrimento al termine della procedura di phi-c reduction.

Risulta evidente la formazione di una superficie di potenziale scorrimento; il fattore di sicurezza nei confronti della stabilità, proprio della fase di calcolo suddetta, è pari a $\Sigma M_{sf} = 1.039 = FS$.

Risulta pertanto che l'unità 1 sarà caratterizzata con i seguenti parametri geotecnici:

- peso di volume $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$;
- coesione drenata $c' = 15 \text{ kPa}$;
- angolo di resistenza al taglio dell'unità $\phi' = 29^\circ$;
- modulo elastico $E' = 10 \text{ MPa}$.

6.3.2. Unità 2a – substrato

I parametri operativi di resistenza al taglio del terreno sono stati determinati cautelativamente con una analisi di stabilità imponendo $FS \approx 1$ ("back analysis").

L'analisi è stata condotta con il programma Plaxis 2018 (paragrafo 2.6) secondo il modello di Figura 2.12; in particolare:

- per l'unità 1 sono stati utilizzati i parametri indicati al paragrafo 6.3.1;
- per l'unità 2a sono stati impostati:
 - il peso di volume $\gamma=22\text{kN/m}^3$;
 - l'angolo di resistenza al taglio dell'unità $\varphi'=32^\circ$;
 - il modulo elastico $E'=100\text{MPa}$;

in accordo a quanto riportato in relazione geotecnica e sulla base dell'esperienza degli scriventi, determinando il valore di coesione drenata che rende circa unitario il fattore di sicurezza nei confronti di una verifica di stabilità che interessa il 1° e 2° gradone.

La verifica di stabilità è stata condotta mediante la procedura definita phi-c reduction illustrata al paragrafo 2.6.

Nella figura seguente è riportata l'immagine del modello di calcolo al termine della procedura phi-c reduction adottando coesione drenata per l'unità 2a pari a 26kPa; in particolare sono visualizzati, con mappa a colori, gli spostamenti totali al termine della fase.

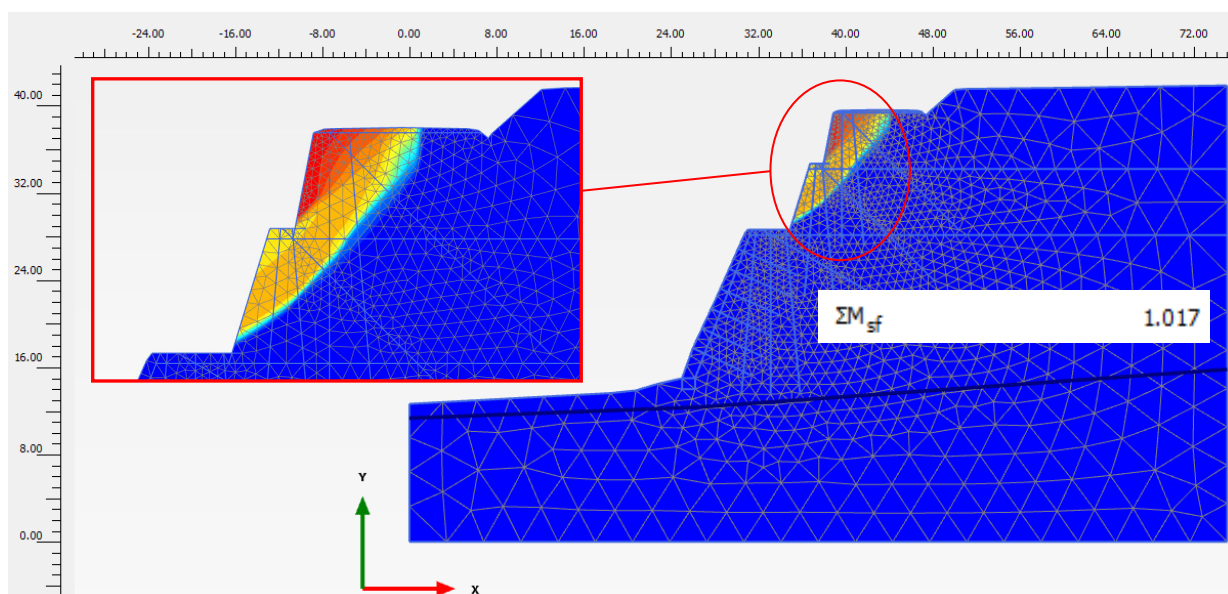


Figura 6.2: Verifica di stabilità 1°-2° gradone – Spostamenti totali – Si nota la superficie di scorrimento al termine della procedura di phi-c reduction.

Risulta evidente la formazione di una superficie di potenziale scorrimento; il fattore di sicurezza nei confronti della stabilità, proprio della fase di calcolo suddetta, è pari a $\Sigma M_{sf} = 1.017 = FS$.

Risulta pertanto che l'unità 2 sarà caratterizzata con i seguenti parametri geotecnici:

- peso di volume $\gamma=22\text{kN/m}^3$;
- coesione drenata $c'=26\text{kPa}$;
- angolo di resistenza al taglio $\varphi'=32^\circ$;
- modulo elastico $E'=100\text{MPa}$.

6.3.3. Unità 2b – substrato

La resistenza a taglio e la coesione del substrato presente al di sotto del 2° gradone (rispettivamente c' e φ') per un determinato campo tensionale possono essere ottenuti per linearizzazione del criterio di rottura di Hoek & Brown attraverso la procedura proposta da Hoek (2002) e implementata nel software RocData di ROCSCIENCE (Canada).

Nella figura seguente è riportata l'elaborazione condotta; i parametri riportati sono coerenti con una tensione verticale media all'interno del livello di unità 2b retrostante il muro esistente posto alla base della scarpata.

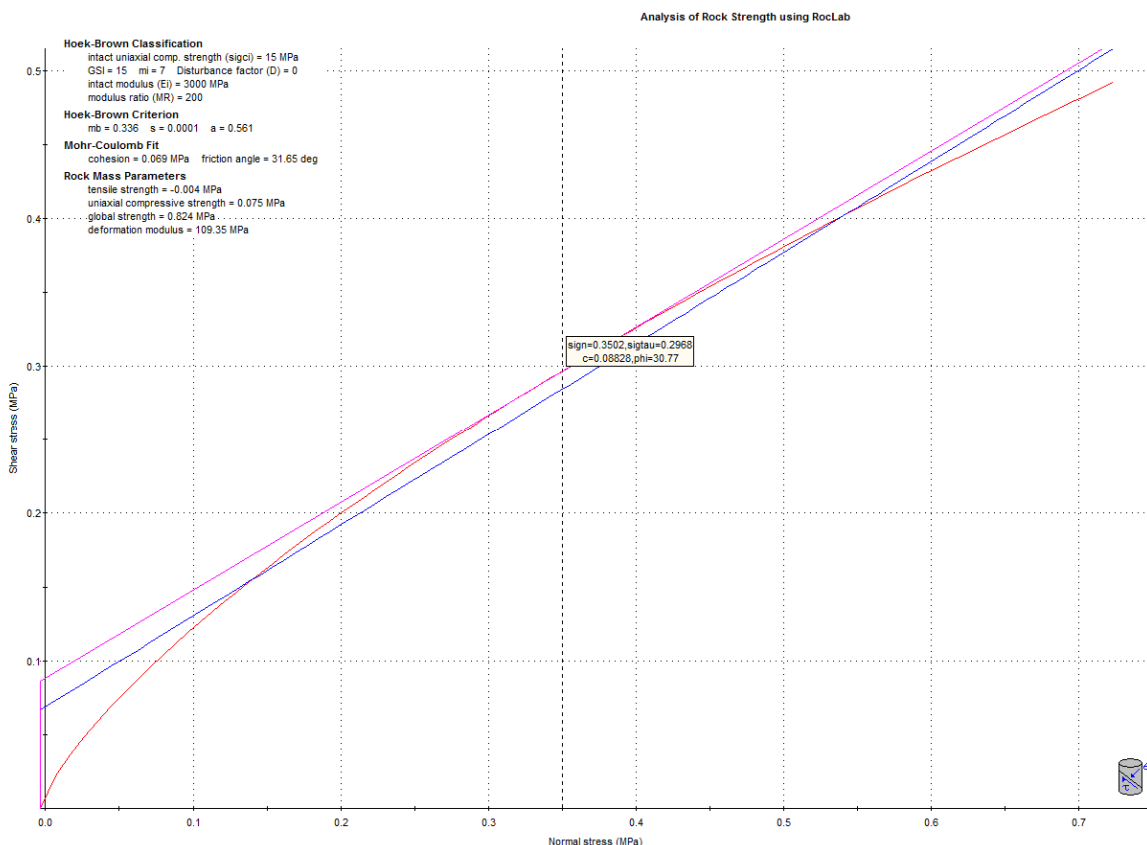


Figura 6.3: Unità 2b – Stima parametri geotecnici secondo criterio di rottura di Hoek & Brown.

Con riferimento:

- a tale elaborazione;
- a quanto riportato in relazione geotecnica;
- all'esperienza degli scriventi;

l'unità 2b può essere caratterizzata con i seguenti parametri:

- peso di volume $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$;
- coesione drenata $c' = 85 \text{ kPa}$;
- angolo di resistenza al taglio $\varphi' = 30^\circ$;
- modulo elastico $E' = 100 \text{ MPa}$.

6.3.4. Riepilogo parametri geotecnici di calcolo

Sulla base di quanto indicato in precedenza e dell'esperienza degli scriventi in contesti analoghi, nella tabella seguente sono riassunti i parametri geotecnici di input per le modellazioni condotte, caratteristici per quanto concerne quelli di resistenza al taglio.

Tabella 6.1: Parametri geotecnici, caratteristici per quanto concerne quelli di resistenza al taglio.

Spessore [m]	Unità	γ [kN/m ³]	ϕ'_k [°]	c'_k [kPa]	E' [MPa]	τ [kPa]	q_{b-lim} [kPa]
5.2	1	20	29	15	10	40	
6.1	2a	22	32	26	100	300	4500 (*)
/	2b	22	30	85	100	300	4500 (*)

Simbologia adottata:

- γ peso di volume;
- c' coesione drenata;
- ϕ' angolo di attrito;
- E' modulo elastico;
- τ resistenza specifica laterale fondazione micropalo/barra-terreno;
- q_{b-lim} capacità portante specifica limite alla base dei micropali.

(*) Valore determinato in accordo ai dati di Figura 6.3.

7. CONSOLIDAMENTO DELLA SCARPATA STRADALE IN CORRISPONDENZA DEL MURO ESISTENTE – DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE E GEOTECNICO

7.1. PREMESSA

Il dimensionamento delle opere è stato effettuato con il programma agli elementi finiti Plaxis (vedi paragrafo 2.6); in particolare, tale programma consente di analizzare l'interazione terreno-struttura.

Scopo dell'intervento è il consolidamento del sedime stradale nei confronti della stabilità; di conseguenza:

- i carichi allo SLU a cui sono soggette le opere sono quelli desunti dalla verifica di stabilità globale della scarpata condotta in accordo al paragrafo 6.8.2 della normativa;
- i carichi allo SLV a cui sono soggette le opere sono quelli desunti dalla verifica di stabilità globale della scarpata condotta in accordo al paragrafo 7.11.4 della normativa.

Lo SLE è invece funzione dei soli carichi stradali.

7.2. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico sono state descritte al paragrafo 2.7.

7.3. DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Il modello di calcolo con il programma Plaxis è riportato in Figura 2.12÷Figura 2.14.

I micropali e le barre sono stati schematizzati come "Embedded pile row"; invece i cordoli ed i paramenti sono stati rappresentati con elementi "plate".

Il muro esistente in conglomerato cementizio posto alla base della scarpata è stato modellato mediante idoneo cluster con materiale "calcestruzzo".

7.4. DATI DI INPUT DEI MATERIALI E LIVELLI PIEZOMETRICI ADOTTATI

I parametri geotecnici adottati nelle elaborazioni Plaxis per i diversi materiali sono riportati nella Tabella 7.1.

Nelle elaborazioni tutti i materiali sono di tipo Mohr-Coulomb sono considerati del tipo drained.

I dati di input dei micropali e delle barre, considerati nel modello come "Embedded pile row", sono indicati in Tabella 7.2 e Tabella 7.3.

I dati di input dei cordoli e paramenti, considerati nel modello come "Plate", sono indicati in Tabella 7.4.

Il livello piezometrico considerato è indicato in Figura 2.12.

Tabella 7.1: Dati di input materiale a comportamento Mohr-Coulomb.

	γ [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	E' [MPa]
Calcestruzzo muro esistente	24	400	35	20000
Sovrastruttura stradale	22	10	35	80
Unità 1	20	15	29	10
Unità 2a	22	26	32	100
Unità 2b	22	85	30	100

Tabella 7.2: Dati di input elementi "Embedded Pile Row"

	γ [kN/m ³]	Diametro/Spessore tubolare [mm]	Interasse [m]	E [MPa]	Resistenza laterale q_{lat} [kN/m di micropalo] (*)	Capacità portante di base [kN] (°)
Micropali tipo E1a	78.5	88.9/8	0.75	210000	unità1: 20.1 unità 2a: 150.8	90.5
Micropali tipo E1b	78.5	88.9/8	0.75	210000	unità 2a: 150.8 unità 2b: 150.8	90.5
Micropali tipo E2	78.5	88.9/8	1.50	210000	unità 2a: 150.8 unità 2b: 150.8	90.5
Micropali tipo E3	78.5	88.9/8	1.50	210000	unità 2a: 150.8 unità 2b: 150.8	/
Micropali tipo E4a	78.5	88.9/8	2.25	210000	unità1: 20.1 unità 2a: 150.8	/
Micropali tipo E4b	78.5	88.9/8	2.25	210000	unità 2a: 150.8 unità 2b: 150.8	/

Nota: La nomenclatura della tipologia di micropalo è in accordo a quanto riportato in Figura 2.14.

(*) Viene considerato il valore di calcolo della resistenza laterale determinato considerando la perforazione di diametro 160mm (vedi paragrafo 7.16.4).

(°) Viene considerato il valore di calcolo della capacità portante di base determinato considerando la perforazione di diametro 160mm e gli input di Tabella 6.1.

Tabella 7.3: Dati di input elementi "Embedded Pile Row" – Barre.

	γ [kN/m ³]	Diametro [mm]	Interasse [m]	E [MPa]	Resistenza laterale q_{lat} [kN/m di barra] (**)
Barre tipo E5	78.5	26.5	2.25	210000	unità 2b: 56.5

Nota: La nomenclatura della tipologia di barra è in accordo a quanto riportato in Figura 2.14.

(**) Viene considerato il valore di calcolo della resistenza laterale determinato considerando la perforazione di diametro 60mm (vedi paragrafo 7.16.4).

Tabella 7.4: Dati di input elementi "Plate" – Cordoli e paramenti.

	TYPE	Spessore [m]	w [kN/m]	EA [kN/m]	EJ [kNm ² /m]
Cordolo sommitale	Elastic	0.5	12.5	15740000	327900
Cordolo intermedio	Elastic	0.5	12.5	15740000	327900
Cordolo inferiore	Elastic	0.5	12.5	15740000	327900
Paramento superiore	Elastic	0.25	6.25	7869000	40980
Paramento inferiore	Elastic	0.25	6.25	7869000	40980

Nota: La nomenclatura è in accordo a quanto riportato in Figura 2.14.

7.5. FASI DI CALCOLO

Le fasi di calcolo del modello con il programma Plaxis sono riportate al paragrafo 2.10.2.

7.6. RISULTATI DELLE ELABORAZIONI

I risultati dei modelli Plaxis sono riportati al paragrafo 2.10.3.

7.6.1. Azioni di calcolo elementi strutturali

7.6.1.1 Azioni micropali

Le azioni risultanti sui micropali sono riportate al paragrafo 2.10.3 ed in particolare alle seguenti figure in base allo stato limite considerato:

- SLU: Figura 2.29+Figura 2.37;
- SLV+: Figura 2.42+Figura 2.50;
- SLV-: Figura 2.55+Figura 2.63.

In particolare, per ogni stato limite le azioni massime sui singoli micropali (assiali, di taglio e flettenti) sono riportate nella tabella seguente; dal momento che il software restituisce le azioni per metro, le stesse sono state moltiplicate per l'interasse dei micropali al fine di ottenere le azioni del singolo elemento strutturale.

Nella tabella è indicata anche la corrispondenza fra numero e tipo del singolo micropali in accordo alla Figura 2.14.

Tabella 7.5: Consolidamento della scarpata stradale in corrispondenza del muro esistente – Azioni massime di calcolo sui micropali.

Fase	Micropalo	N [kN/m]	V [kN/m]	M [kNm/m]	interasse [m]	TIPO	Micropalo	N [kN/palo]	V [kN/palo]	M [kNm/palo]	
5 statica	STAB. STATICA SLU	1	-78.01	0.69	0.3	0.75	E1a	1	-58.5	0.5	0.2
		2	47.15	1.12	0.67	0.75	E1a	2	35.4	0.8	0.5
		3i	105.9	0.45	0.59	2.25	E4a	3i	238.3	1.0	1.3
		4	-79.08	3.16	2.26	0.75	E1b	4	-59.3	2.4	1.7
		5	-72.26	2.61	2.05	0.75	E1b	5	-54.2	2.0	1.5
		6i	60.61	0.57	0.28	2.25	E4b	6i	136.4	1.3	0.6
		7	-65.2	6.34	2.78	0.75	E1b	7	-48.9	4.8	2.1
		8	-39.1	3.21	1.31	1.5	E2	8	-58.7	4.8	2.0
		9	-151.5	7.11	2.75	0.75	E1b	9	-113.6	5.3	2.1
		10i	85.2	1.39	0.4	1.5	E3	10i	127.8	2.1	0.6
4a sismica	STAB. SISMICA SLV+	1	26.38	2.08	0.78	0.75	E1a	1	19.8	1.6	0.6
		2	-37.4	4.76	2.24	0.75	E1a	2	-28.1	3.6	1.7
		3i	18.45	5.58	1.65	2.25	E4a	3i	41.5	12.6	3.7
		4	-29.47	0.83	1.06	0.75	E1b	4	-22.1	0.6	0.8
		5	29.21	1.04	0.77	0.75	E1b	5	21.9	0.8	0.6
		6i	93.05	8.03	2.41	2.25	E4b	6i	209.4	18.1	5.4
		7	-357.9	21.98	8.45	0.75	E1b	7	-268.4	16.5	6.3
		8	-186.4	8.45	3.74	1.5	E2	8	-279.6	12.7	5.6
		9	-298.8	19.14	9.35	0.75	E1b	9	-224.1	14.4	7.0
		10i	215.9	13.12	4.28	1.5	E3	10i	323.9	19.7	6.4
4b sismica	STAB. SISMICA SLV-	1	-19.8	1.41	0.54	0.75	E1a	1	-14.9	1.1	0.4
		2	-20.89	2.54	1.12	0.75	E1a	2	-15.7	1.9	0.8
		3i	33.44	0.34	0.17	2.25	E4a	3i	75.2	0.8	0.4
		4	-30.57	0.51	0.37	0.75	E1b	4	-22.9	0.4	0.3
		5	17.73	0.48	0.32	0.75	E1b	5	13.3	0.4	0.2
		6i	58.17	0.24	0.15	2.25	E4b	6i	130.9	0.5	0.3
		7	-59.69	6.75	2.89	0.75	E1b	7	-44.8	5.1	2.2
		8	-20.97	3.19	1.39	1.5	E2	8	-31.5	4.8	2.1
		9	-79.26	5.21	2.15	0.75	E1b	9	-59.4	3.9	1.6
		10i	81.93	0.76	0.37	1.5	E3	10i	122.9	1.1	0.6

7.6.1.2 Azioni cordoli e paramenti

Le azioni risultanti sui cordoli e paramenti sono riportate al paragrafo 2.10.3 ed in particolare da Figura 2.65 a Figura 2.79.

7.6.1.3 Azioni barre

Le azioni risultanti sulle barre sono riportate al paragrafo 2.10.3 ed in particolare alle seguenti figure in base allo stato limite considerato:

- SLU: Figura 2.38;
- SLV+: Figura 2.51;
- SLV-: Figura 2.64.

In particolare, per ogni stato limite le azioni massime sulle barre sono riportate nella tabella seguente; dal momento che il software restituisce le azioni per metro, le stesse sono state moltiplicate per l'interasse delle barre al fine di ottenere le azioni del singolo elemento strutturale.

Nella tabella è indicata la nomenclatura della barra in accordo alla Figura 2.14.

Tabella 7.6: Consolidamento della scarpata stradale in corrispondenza del muro esistente – Azioni di calcolo sulle barre.

	Fase	BARRA	N [kN/m]	interasse [m]	N [kN/barra]
5 statica	STAB. STATICA SLU	a	8.52	2.25	19.2
		b	4.69	2.25	10.6
		c	3.59	2.25	8.1
		d	4.11	2.25	9.2
		e	5.07	2.25	11.4
		f	8.09	2.25	18.2
	Fase	BARRA	N [kN/m]	interasse [m]	N [kN/barra]
4a sismica	STAB. SISMICA SLV+	a	27.17	2.25	61.1
		b	20.53	2.25	46.2
		c	17.34	2.25	39.0
		d	16.14	2.25	36.3
		e	20.62	2.25	46.4
		f	56.78	2.25	127.8
	Fase	BARRA	N [kN/m]	interasse [m]	N [kN/barra]
4b sismica	STAB. SISMICA SLV-	a	22.04	2.25	49.6
		b	17.51	2.25	39.4
		c	14.75	2.25	33.2
		d	13.59	2.25	30.6
		e	13.13	2.25	29.5
		f	14.06	2.25	31.6

7.6.2. Spostamenti

In Figura 2.21 e Figura 2.22 sono riportati gli spostamenti agli SLE.

Gli spostamenti allo SLE sono modesti ed inferiori al centimetro.

7.7. VERIFICHE STRUTTURALI MICROPALI

Con riferimento:

- alle caratteristiche dei materiali indicati al paragrafo 4.3;
- alle caratteristiche geometriche della sezione del tubolare: diametro=88.9mm, spessore 8mm;

sono state condotte le verifiche a pressoflessione e taglio in accordo ai criteri indicati al capitolo 4 del DM 17/01/2018; i risultati sono esposti in Tabella 7.7.

Cautelativamente, la verifica è stata condotta considerando come agenti nella medesima sezione di calcolo i valori massimi delle diverse azioni sollecitanti (assiale, tagliante, flettente), ovvero quelle indicate in Tabella 7.5.

Tabella 7.7: Verifica strutturale micropali.

-		COMPRESSIONE
+		TRAZIONE
Dati Micropalo		
$r_{esterno}$ =	88.9 mm	
spessore =	8 mm	
f_{yk} =	355 MPa	
γ_{MO} =	1.05	
Area =	2033.24 mm ²	
W_{pl} =	52529.15 mm ³	

Fase	Micropalo	N [kN/palo]	V [kN/palo]	M [kNm/palo]	A_v [mm ²]	$V_{c,Rd}$ [kN]	Verifica a taglio $V \leq V_{c,Rd}$	N_{Rd} [kN]	M_{Rd} [kNm]	a	n	$M_{N,Rd}$ [kNm]	Verifica a pressoflessione $M \leq M_{N,Rd}$	Verifica % taglio sollecitante $V/V_{c,Rd} < 0.5$	Verifica a sforzo normale $N \leq N_{Rd}$	
5 statica	STAB. STATICA SLU	1	-58.5	0.5	0.2	1294.4	252.67	ok	687	17.76	0.3004	0.0851	17.760	ok	ok	ok
		2	35.4	0.8	0.5	1294.4	252.67	ok	687	17.76	0.3004	0.0514	17.760	ok	ok	ok
		3i	238.3	1.0	1.3	1294.4	252.67	ok	687	17.76	0.3004	0.3466	13.655	ok	ok	ok
		4	-59.3	2.4	1.7	1294.4	252.67	ok	687	17.76	0.3004	0.0863	17.760	ok	ok	ok
		5	-54.2	2.0	1.5	1294.4	252.67	ok	687	17.76	0.3004	0.0788	17.760	ok	ok	ok
		6i	136.4	1.3	0.6	1294.4	252.67	ok	687	17.76	0.3004	0.1984	16.753	ok	ok	ok
		7	-48.9	4.8	2.1	1294.4	252.67	ok	687	17.76	0.3004	0.0711	17.760	ok	ok	ok
		8	-58.7	4.8	2.0	1294.4	252.67	ok	687	17.76	0.3004	0.0853	17.760	ok	ok	ok
		9	-113.6	5.3	2.1	1294.4	252.67	ok	687	17.76	0.3004	0.1653	17.445	ok	ok	ok
		10i	127.8	2.1	0.6	1294.4	252.67	ok	687	17.76	0.3004	0.1859	17.014	ok	ok	ok
4a sismica	STAB. SISMICA SLV+	1	19.8	1.6	0.6	1294.4	252.67	ok	687	17.76	0.3004	0.0288	17.760	ok	ok	ok
		2	-28.1	3.6	1.7	1294.4	252.67	ok	687	17.76	0.3004	0.0408	17.760	ok	ok	ok
		3i	41.5	12.6	3.7	1294.4	252.67	ok	687	17.76	0.3004	0.0604	17.760	ok	ok	ok
		4	-22.1	0.6	0.8	1294.4	252.67	ok	687	17.76	0.3004	0.0322	17.760	ok	ok	ok
		5	21.9	0.8	0.6	1294.4	252.67	ok	687	17.76	0.3004	0.0319	17.760	ok	ok	ok
		6i	209.4	18.1	5.4	1294.4	252.67	ok	687	17.76	0.3004	0.3046	14.534	ok	ok	ok
		7	-268.4	16.5	6.3	1294.4	252.67	ok	687	17.76	0.3004	0.3905	12.739	ok	ok	ok
		8	-279.6	12.7	5.6	1294.4	252.67	ok	687	17.76	0.3004	0.4067	12.399	ok	ok	ok
		9	-224.1	14.4	7.0	1294.4	252.67	ok	687	17.76	0.3004	0.3260	14.086	ok	ok	ok
		10i	323.9	19.7	6.4	1294.4	252.67	ok	687	17.76	0.3004	0.4711	11.054	ok	ok	ok
4b sismica	STAB. SISMICA SLV-	1	-14.9	1.1	0.4	1294.4	252.67	ok	687	17.76	0.3004	0.0216	17.760	ok	ok	ok
		2	-15.7	1.9	0.8	1294.4	252.67	ok	687	17.76	0.3004	0.0228	17.760	ok	ok	ok
		3i	75.2	0.8	0.4	1294.4	252.67	ok	687	17.76	0.3004	0.1095	17.760	ok	ok	ok
		4	-22.9	0.4	0.3	1294.4	252.67	ok	687	17.76	0.3004	0.0334	17.760	ok	ok	ok
		5	13.3	0.4	0.2	1294.4	252.67	ok	687	17.76	0.3004	0.0193	17.760	ok	ok	ok
		6i	130.9	0.5	0.3	1294.4	252.67	ok	687	17.76	0.3004	0.1904	16.920	ok	ok	ok
		7	-44.8	5.1	2.2	1294.4	252.67	ok	687	17.76	0.3004	0.0651	17.760	ok	ok	ok
		8	-31.5	4.8	2.1	1294.4	252.67	ok	687	17.76	0.3004	0.0458	17.760	ok	ok	ok
		9	-59.4	3.9	1.6	1294.4	252.67	ok	687	17.76	0.3004	0.0865	17.760	ok	ok	ok
		10i	122.9	1.1	0.6	1294.4	252.67	ok	687	17.76	0.3004	0.1788	17.163	ok	ok	ok

7.8. VERIFICHE STRUTTURALI BARRE

Con riferimento:

- alle caratteristiche dei materiali indicati al paragrafo 4.4;
- alle caratteristiche geometriche della sezione della barra: diametro=26.5mm;

sono state condotte le verifiche a trazione in accordo ai criteri indicati al capitolo 4 del DM 17/01/2018; i risultati sono esposti in Tabella 7.8.

Tabella 7.8: Verifica strutturale barre.

Dati barra	
$\varphi_{\text{esterno}} =$	26.5 mm
$f_{p0.1k} =$	950 MPa
$\gamma_s =$	1.15
Rk	523.97 kN
Rd	455.62 kN

Fase	BARRA	N [kN/barra]	Verifica a trazione
5 statica	STAB. STATICA SLU	a	19.2 ok
		b	10.6 ok
		c	8.1 ok
		d	9.2 ok
		e	11.4 ok
		f	18.2 ok
4a sismica	STAB. SISMICA SLV+	a	61.1 ok
		b	46.2 ok
		c	39.0 ok
		d	36.3 ok
		e	46.4 ok
		f	127.8 ok
4b sismica	STAB. SISMICA SLV-	a	49.6 ok
		b	39.4 ok
		c	33.2 ok
		d	30.6 ok
		e	29.5 ok
		f	31.6 ok

7.9. VERIFICHE STRUTTURALI CORDOLO SOMMITALE

7.9.1. SLU, SLV – Pressoflessione

Con riferimento:

- alle caratteristiche dei materiali indicate al paragrafo 4.1 e 4.2 ed in particolare:
 - classe di esposizione secondo UNI 206: XF4;
 - calcestruzzo: C30/37
- alle caratteristiche geometriche della sezione di calcolo:
 - base = 1000 mm;
 - altezza = 500 mm;
- all'armatura prevista:
 - armatura trasversale estradosso: 5 \varnothing 20 / m;
 - armatura trasversale intradosso: 5 \varnothing 20 / m;
 - armatura longitudinale: \varnothing 16 / 20cm;
 - copriferro: 50 mm;
- alle azioni sollecitanti riportate al paragrafo 2.10.3 ed in particolare in Figura 2.65 e Figura 2.67;

sono state condotte le verifiche a pressoflessione mediante il programma Vca SLU del Prof. Gelfi (paragrafo 5.1).

Sulla base delle azioni calcolate, è possibile individuare le seguenti combinazioni per le verifiche strutturali:

- SLU:
 $M_{\max} = 173.7 \text{ kNm/m};$
 $N_{\max} = 77.5 \text{ kN/m (trazione)};$
- SLV:
 $M_{\max} = 55.4 \text{ kNm/m};$
 $N_{\max} = 1.3 \text{ kN/m (trazione)}.$

La verifica condotta per lo SLU, combinando momento massimo e sforzo di trazione massimo, è la seguente:

Titolo : Cordolo sommitale

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	15.71	7.6
			2	15.71	42.4

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -77.5 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 242.6 kNm

Metodo di calcolo S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C30/37

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11.5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6933
 τ_{c1} 2.029

σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 21.19 ‰
d 42.4 cm
x 6.01 x/d 0.1417
 δ 0.7

Da tale verifica si nota come il momento resistente $M_{xRd} = 242.6 \text{ kNm}$ risulta superiore al massimo valore del momento sollecitante $M_{Ed} = M_{\max} = 173.7 \text{ kNm}$; la **verifica** risulta pertanto **soddisfatta**.

La verifica per la combinazione SLV è condotta confrontando il momento massimo M_{\max} con quello resistente massimo in campo sostanzialmente elastico M_{yd} . Per la sezione di calcolo risulta $M_{yd} = 235.2 \text{ kNm} > M_{Ed} = M_{\max} = 55.4 \text{ kNm}$; la **verifica** risulta pertanto **soddisfatta**.

7.9.2. SLU, SLV – Taglio

Sulla base delle azioni riportate in Figura 2.66, il valore di progetto dello sforzo di taglio agente, e dello sforzo assiale di trazione massimo (cautelativo), è il seguente:

- SLU/SLV:
 $V_{\max} = 165.8 \text{ kN/m}$;
 $N_{\max} = 77.5 \text{ kN/m}$ (trazione).

Nel seguito è riportato il calcolo della resistenza di progetto a taglio in accordo al paragrafo 4.1.2.3.5.1 del DM 17/01/18, ovvero con riferimento a elementi senza armature trasversali resistenti a taglio.

Verifica di sezione rettangolare c.c.a.n. staffata soggetta a taglio semplice			
Dati			
b	1000	mm	larghezza dell'anima resistente a taglio
h	500	mm	altezza
d	424	mm	altezza utile
f _{ck}	30	N/mm ²	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f _{yd}	391	N/mm ²	resistenza di progetto dell'acciaio
f _{cd}	17.00	N/mm ²	resistenza di progetto del calcestruzzo
f _{cd}	8.50	N/mm ²	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
A _{sl}	1571	mm ²	armatura longitudinale
k	1.69		fattore di ingranamento
v _{min}	0.42	N/mm ²	tensione resistente minima
ρ _l	0.0037		rapporto geom. di armatura longit.
N _{ed}	-77500	N	sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ _{cp}	-0.16	N/mm ²	tensione media di compressione nella sezione
α _c	1.00		coefficiente maggiorativo
Resist. a taglio della trave non armata e armatura minima			
V _{rd}	181.68	kN	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura

Da tale verifica si nota come la resistenza di progetto a taglio $V_{Rd} = 181.7 \text{ kN}$ risulta superiore al massimo valore del taglio agente $V_{Ed} = V_{\max} = 165.8 \text{ kN}$; la **verifica** risulta pertanto **soddisfatta**.

7.9.3. SLE – Pressoflessione

Per le verifiche agli SLE, le sollecitazioni di riferimento sono riportate nel paragrafo 2.10.3 ed in particolare in Figura 2.65 e Figura 2.67; tali azioni vengono considerate corrispondenti alla combinazione quasi permanente.

E' necessario verificare le tensioni di esercizio, ovvero (vedi paragrafo 4.1.2.2.5 del DM 17/01/18):

- tensione massima di compressione del calcestruzzo secondo le seguenti limitazioni:
 $\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 13.5 \text{ MPa}$ per la combinazione quasi permanente;
- tensione massima dell'acciaio:
 per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica, considerata nel caso in esame coincidente con quella quasi permanente, la tensione massima σ_s deve rispettare la limitazione seguente:
 $\sigma_s < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$.

Le combinazioni di calcolo considerate sono le seguenti:

- $M_{max} - N=0$:
 - $M_{max} = 11.7 \text{ kNm/m}$;
 - $N = 0$ (cautelativo per le tensioni dell'acciaio essendo il cordolo sempre compresso);
- $M_{max} - N_{max}$:
 - $M_{max} = 11.7 \text{ kNm/m}$;
 - $N_{max} = 5.8 \text{ kN/m}$ (compressione).

Nel seguito le tensioni di esercizio determinate:

- $M_{max} - N=0$:

Titolo: Cordolo sommitale

N° figure elementari: 1 **Zoom** **N° strati barre:** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	15.71	7.6
			2	15.71	42.4

Tipologia Sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 11.7 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali: B450C C30/37

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰ σ_c -0.4753 N/mm²
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰ σ_s 19.52 N/mm²
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17 N/mm² ϵ_s 0.09759 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 d 42.4 cm
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11.5 x 11.35 x/d 0.2676
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6933 δ 0.7745
 τ_{c1} 2.029

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Verifica: Precompresso **N° iterazioni:** 4

- $M_{max} - N_{max}$:

Titolo: Cordolo sommitale

N° figure elementari: 1 **Zoom** **N° strati barre:** 2 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	15.71	7.6
			2	15.71	42.4

Tipologia Sezione: Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. **Metodo n**

N_{Ed} 5.8 kN
 M_{xEd} 11.7 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali: B450C C30/37

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰ σ_c -0.4783 N/mm²
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰ σ_s 17.67 N/mm²
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17 N/mm² ϵ_s 0.08835 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 d 42.4 cm
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11.5 x 12.24 x/d 0.2888
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6933 δ 0.801
 τ_{c1} 2.029

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Verifica: Precompresso **N° iterazioni:** 4

Le verifiche delle tensioni di acciaio e calcestruzzo risultano pertanto soddisfatte.

7.9.4. SLE – Fessurazione

In riferimento alla Norma (par. 4.1.2.2.4; Tabb. 4.1.III e 4.1.IV) si adotta per il caso in esame:

- condizioni ambientali: molto aggressive;
- armatura: poco sensibile;
- combinazione azioni: Frequente \Leftrightarrow Quasi permanente; $\Rightarrow w = w_1 = 0.2 \text{ mm}$;
- azioni riportate al paragrafo 7.9.3, considerando cautelativamente la combinazione con $N=0$.

Con riferimento alla tabella C4.1.II della Circolare 2 febbraio 2009, n. 617, si determina il valore massimo $\sigma_{s,max}$ della tensione nell'acciaio, in relazione al diametro delle barre resistenti impiegate, che implica il controllo della fessurazione considerando il valore nominale dell'apertura delle fessure w_1 :

- $\varnothing 20 \text{ mm}$: $\sigma_{s,max} = 182.2 \text{ MPa}$.

Confrontando la tensione nell'acciaio determinata nella combinazione di riferimento allo SLE con quella massima suddetta, risulta che la **verifica a fessurazione è soddisfatta**.

La disposizione delle barre di armatura rispetta inoltre la spaziatura massima definita dalla tabella C4.1.III della Circolare n. 617.

7.10. VERIFICHE STRUTTURALI CORDOLO INTERMEDIO

7.10.1. SLU, SLV – Pressoflessione

Con riferimento:

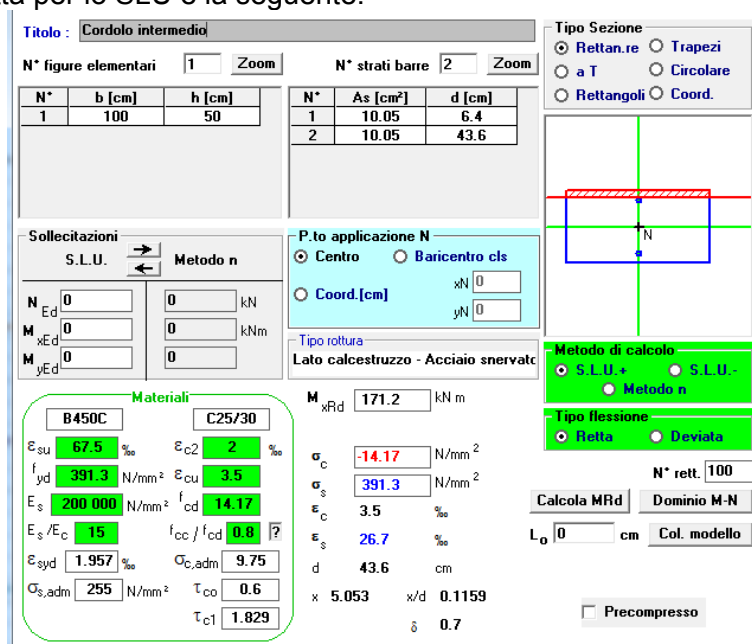
- alle caratteristiche dei materiali indicate al paragrafo 4.1 e 4.2 ed in particolare:
 - classe di esposizione secondo UNI 206: XC2;
 - calcestruzzo: C25/30
- alle caratteristiche geometriche della sezione di calcolo:
 - base = 1000 mm;
 - altezza = 500 mm;
- all'armatura prevista:
 - armatura trasversale estradosso: 5 \varnothing 16 / m;
 - armatura trasversale intradosso: 5 \varnothing 16 / m;
 - armatura longitudinale: \varnothing 16 / 20cm;
 - copriferro: 40 mm;
- alle azioni sollecitanti riportate al paragrafo 2.10.3 ed in particolare in Figura 2.68 e Figura 2.70;

sono state condotte le verifiche a pressoflessione mediante il programma Vca SLU del Prof. Gelfi (paragrafo 5.1).

Sulla base delle azioni calcolate, è possibile individuare le seguenti sollecitazioni per le verifiche strutturali:

- SLU:
 $M_{\max} = 108.2 \text{ kNm/m}$;
 $N = 0 \text{ kN/m}$ (assunzione cautelativa essendo il cordolo sempre compresso);
- SLV:
 $M_{\max} = 137.7 \text{ kNm/m}$;
 $N = 0 \text{ kN/m}$ (assunzione cautelativa essendo il cordolo sempre compresso)

La verifica condotta per lo SLU è la seguente:



Titolo: Cordolo intermedio

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	10.05	6.4
			2	10.05	43.6

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{xEd}: 0 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm]: xN 0, yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo: S.L.U. + Metodo n
 Tipo flessione: Retta Deviata

Materiali: B450C C25/30

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 200 000 N/mm² f_{cd}: 14.17 N/mm²
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 9.75 N/mm²
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6
 τ_{c1}: 1.829

M_{xRd}: 171.2 kNm
 σ_c: -14.17 N/mm²
 σ_s: 391.3 N/mm²
 ε_s: 26.7 ‰
 d: 43.6 cm
 x: 5.053 x/d: 0.1159
 δ: 0.7

N° rett.: 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀: 0 cm Col. modello
 Precompresso

Da tale verifica si nota come il momento resistente $M_{xRd} = 171.2 \text{ kNm}$ risulta superiore al massimo valore del momento sollecitante $M_{Ed} = M_{\max} = 108.2 \text{ kNm}$; la **verifica** risulta pertanto **soddisfatta**.

La verifica per la combinazione SLV è condotta confrontando il momento massimo M_{\max} con quello resistente massimo in campo sostanzialmente elastico M_{yd} . Per la sezione di calcolo risulta $M_{yd} = 157.1 \text{ kNm} > M_{Ed} = M_{\max} = 137.7 \text{ kNm}$; la **verifica** risulta pertanto **soddisfatta**.

7.10.2. SLU, SLV – Taglio

Sulla base delle azioni riportate in Figura 2.69, il valore di progetto dello sforzo di taglio agente è il seguente:

- SLU/SLV:
 $V_{\max} = 205.8 \text{ kN/m}$;
 $N = 0 \text{ kN/m}$ (cautelativo).

Nel seguito è riportato il calcolo della resistenza di progetto a taglio in accordo ai paragrafi 4.1.2.3.5.1 (elementi senza armature trasversali resistenti a taglio) e 4.1.2.3.5.2 (elementi con armature trasversali resistenti a taglio) del DM 17/01/18.

Verifica di sezione rettangolare c.c.a.n. staffata soggetta a taglio semplice							
Dati							
b	1000	mm	larghezza dell'anima resistente a taglio				
h	500	mm	altezza				
d	436	mm	altezza utile				
fck	25	N/mm ²	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo				
f _{yd}	391	N/mm ²	resistenza di progetto dell'acciaio				
f _{cd}	14.17	N/mm ²	resistenza di progetto del calcestruzzo				
f' _{cd}	7.08	N/mm ²	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima				
Asl	1005	mm ²	armatura longitudinale				
k	1.68		fattore di ingranamento				
v _{min}	0.38	N/mm ²	tensione resistente minima				
pl	0.0023		rapporto geom. di armatura longit.				
N _{ed}	0	N	sforzo di compressione di progetto nella sezione				
σ _{cp}	0.00	N/mm ²	tensione media di compressione nella sezione				
α _c	1.00		coefficiente maggiorativo				
Resist. a taglio della trave non armata e armatura minima							
V _{rd}	165.74	kN	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura				
Resist. a taglio della trave							
A _{st} (mm ²)	s (mm)	ctgθ _{calc}	ctgθ	rottura	V _{rd3} =V _{Rsd} (kN)	V _{rd2} =V _{Rcd} (kN)	V_{rd} (kN)
226	250	4.363	2.500	duttile lato acc	346.75	958.45	346.75

Da tale verifica si nota come risulta necessario l'inserimento di apposita armatura a taglio, rappresentata da:

- 2 braccia ø 12 mm ad interasse di 25 cm lungo la sezione trasversale dell'opera (sezione di calcolo Plaxis), per metro longitudinale di cordolo.

In tal modo la resistenza di progetto a taglio $V_{Rd} = 346.75 \text{ kN}$ risulta superiore al massimo valore del taglio agente $V_{Ed} = V_{\max} = 205.8 \text{ kN}$; la **verifica** risulta pertanto **soddisfatta**.

7.10.3. SLE – Pressoflessione

Per le verifiche agli SLE, le sollecitazioni di riferimento sono riportate nel paragrafo 2.10.3 ed in particolare in Figura 2.68 e Figura 2.70; tali azioni vengono considerate corrispondenti alla combinazione quasi permanente.

E' necessario verificare le tensioni di esercizio, ovvero (vedi paragrafo 4.1.2.2.5 del DM 17/01/18):

- tensione massima di compressione del calcestruzzo secondo le seguenti limitazioni:
 $\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 11.25 \text{ MPa}$ per la combinazione quasi permanente;
- tensione massima dell'acciaio:

per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica, considerata nel caso in esame coincidente con quella quasi permanente, la tensione massima σ_s deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ MPa.}$$

Le combinazioni di calcolo considerate sono le seguenti:

- $M_{\max} - N=0$:
 - $M_{\max} = 15.4 \text{ kNm/m}$;
 - $N = 0$ (cautelativo per le tensioni dell'acciaio essendo il cordolo sempre compresso);
- $M_{\max} - N_{\max}$:
 - $M_{\max} = 15.4 \text{ kNm/m}$;
 - $N_{\max} = 18.2 \text{ kN/m}$ (compressione).

Nel seguito le tensioni di esercizio determinate:

- $M_{\max} - N=0$:

Titolo: Cordolo intermedio

N° figure elementari: 1 N° strati barre: 2

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	10.05	6.4
			2	10.05	43.6

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 0 kN
M_{Ed}: 0 15.4 kNm
M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Materiali
B450C C25/30

ϵ_{su} : 67.5 ‰	ϵ_{c2} : 2 ‰	σ_c : -0.7222 N/mm ²
f_{yd} : 391.3 N/mm ²	ϵ_{cu} : 3.5 ‰	σ_s : 38.22 N/mm ²
E_s : 200 000 N/mm ²	f_{cd} : 14.17	
E_s/E_c : 15	f_{cc}/f_{cd} : 0.8	ϵ_s : 0.1911 ‰
ϵ_{syd} : 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$: 9.75	d: 43.6 cm
$\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm ²	τ_{co} : 0.6	x: 9.628 x/d: 0.2208
	τ_{c1} : 1.829	δ : 0.716

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Verifica N° iterazioni: 5

Precompresso

- $M_{max} - N_{max}$:

Titolo: Cordolo intermedio

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	10.05	6.4
			2	10.05	43.6

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali
 B450C C25/30

ϵ_{su} 67.5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰	σ_c -0.7241 N/mm ²
f_{yd} 391.3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3.5 ‰	σ_s 29.32 N/mm ²
E_s 200 000 N/mm ²	f_{cd} 14.17	ϵ_s 0.1466 ‰
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8	d 43.6 cm
ϵ_{syd} 1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9.75	x 11.79 x/d 0.2703
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0.6	δ 0.7779
	τ_{c1} 1.829	

Verifica N° iterazioni: 5

Precompresso

Le verifiche delle tensioni di acciaio e calcestruzzo risultano pertanto **soddisfatte**.

7.10.4. SLE – Fessurazione

In riferimento alla Norma (par. 4.1.2.2.4; Tabb. 4.1.III e 4.1.IV) si adotta per il caso in esame:

- condizioni ambientali: ordinarie;
- armatura: poco sensibile;
- combinazione azioni: Frequente \Leftrightarrow Quasi permanente; $\Rightarrow w = w_2 = 0.3$ mm;
- azioni riportate al paragrafo 7.10.3.

Con riferimento alla tabella C4.1.II della Circolare 2 febbraio 2009, n. 617, si determina il valore massimo $\sigma_{s,max}$ della tensione nell'acciaio, in relazione al diametro delle barre resistenti impiegate, che implica il controllo della fessurazione considerando il valore nominale dell'apertura delle fessure w_2 :

- $\varnothing 16$ mm: $\sigma_{s,max} = 240$ MPa.

Confrontando la tensione nell'acciaio determinata nella combinazione di riferimento allo SLE con quella massima suddetta, risulta che la **verifica a fessurazione** è **soddisfatta**.

La disposizione delle barre di armatura rispetta inoltre la spaziatura massima definita dalla tabella C4.1.III della Circolare n. 617.

7.11. VERIFICHE STRUTTURALI CORDOLO INFERIORE

7.11.1. SLU, SLV – Pressoflessione

Con riferimento:

- alle caratteristiche dei materiali indicate al paragrafo 4.1 e 4.2 ed in particolare:
 - classe di esposizione secondo UNI 206: XC2;
 - calcestruzzo: C25/30

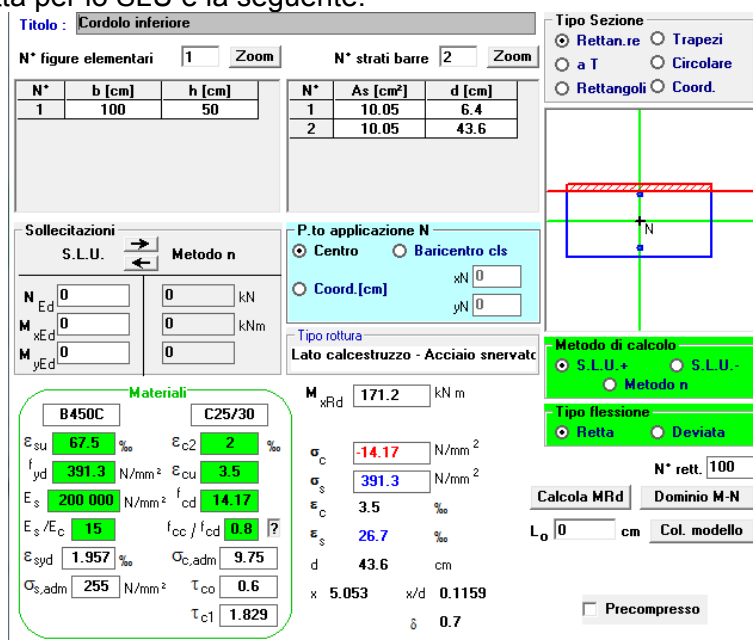
- alle caratteristiche geometriche della sezione di calcolo:
 - base = 1000 mm;
 - altezza = 500 mm;
- all'armatura prevista:
 - armatura trasversale estradosso: 5 \varnothing 16 / m;
 - armatura trasversale intradosso: 5 \varnothing 16 / m;
 - armatura longitudinale: \varnothing 16 / 20cm;
 - copriferro: 40 mm;
- alle azioni sollecitanti riportate al paragrafo 2.10.3 ed in particolare in Figura 2.71 e Figura 2.73;

sono state condotte le verifiche a pressoflessione mediante il programma Vca SLU del Prof. Gelfi (paragrafo 5.1).

Sulla base delle azioni calcolate, è possibile individuare le seguenti sollecitazioni per le verifiche strutturali:

- SLU:
 - $M_{max} = 112.1$ kNm/m;
 - $N = 0$ kN/m (assunzione cautelativa essendo il cordolo sempre compresso);
- SLV:
 - $M_{max} = 179.1$ kNm/m;
 - $N = 200$ kN/m (compressione; cautelativa considerando il range di ascisse in cui si verifica il momento massivo – condizione SLV+, Figura 2.71 e Figura 2.73).

La verifica condotta per lo SLU è la seguente:



Titolo: Cordolo inferiore

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	10.05	6.4
			2	10.05	43.6

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN M_{xEd}: 0 kNm M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Coord.[cm]: xN: 0, yN: 0

Materiali: B450C, C25/30

ϵ_{su} : 67.5‰ ϵ_{c2} : 2‰ σ_c : -14.17 N/mm²

f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5‰ σ_s : 391.3 N/mm²

E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8 ϵ_c : 3.5‰

ϵ_{syd} : 1.957‰ $\sigma_{c,adm}$: 9.75 ϵ_s : 26.7‰

$\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6 d: 43.6 cm

τ_{c1} : 1.829 x: 5.053 x/d: 0.1159 δ : 0.7

Metodo di calcolo: S.L.U. + Metodo n

Tipo flessione: Retta

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso

Da tale verifica si nota come il momento resistente $M_{xRd} = 171.2$ kNm risulta superiore al massimo valore del momento sollecitante $M_{Ed} = M_{max} = 112.1$ kNm; la **verifica** risulta pertanto **soddisfatta**.

La verifica per la combinazione SLV è condotta confrontando il momento massimo M_{max} con quello resistente massimo in campo sostanzialmente elastico M_{yd} .

Per la sezione di calcolo e la combinazione indicata delle azioni risulta $M_{yd} = 195.9 \text{ kNm} > M_{Ed} = M_{max} = 179.1 \text{ kNm}$; la **verifica** risulta pertanto **soddisfatta**.

7.11.2. SLU, SLV – Taglio

Sulla base delle azioni riportate in Figura 2.72, il valore di progetto dello sforzo di taglio agente è il seguente:

- SLU/SLV:
 $V_{max} = 313.2 \text{ kN/m}$;
 $N = 0 \text{ kN/m}$ (cautelativo).

Nel seguito è riportato il calcolo della resistenza di progetto a taglio in accordo ai paragrafi 4.1.2.3.5.1 (elementi senza armature trasversali resistenti a taglio) e 4.1.2.3.5.2 (elementi con armature trasversali resistenti a taglio) del DM 17/01/18.

Verifica di sezione rettangolare c.c.a.n. staffata soggetta a taglio semplice

Dati			
b	1000	mm	larghezza dell'anima resistente a taglio
h	500	mm	altezza
d	436	mm	altezza utile

fck	25	N/mm ²	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
fyd	391	N/mm ²	resistenza di progetto dell'acciaio
fcd	14.17	N/mm ²	resistenza di progetto del calcestruzzo
f'cd	7.08	N/mm ²	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
Asl	1005	mm ²	armatura longitudinale
k	1.68		fattore di ingranamento
vmin	0.38	N/mm ²	tensione resistente minima
pl	0.0023		rapporto geom. di armatura longit.
Ned	0	N	sforzo di compressione di progetto nella sezione
σcp	0.00	N/mm ²	tensione media di compressione nella sezione
αc	1.00		coefficiente maggiorativo

Resist. a taglio della trave non armata e armatura minima			
Vrd	165.74	kN	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura

Resist. a taglio della trave							
Ast (mm ²)	s (mm)	ctgθcalc	ctgθ	rottura	Vrd3=V _{Rsd} (kN)	Vrd2=V _{Rcd} (kN)	Vrd (kN)
226	250	4.363	2.500	duttile lato acc	346.75	958.45	346.75

Da tale verifica si nota come risulta necessario l'inserimento di apposita armatura a taglio, rappresentata da:

- 2 braccia $\varnothing 12 \text{ mm}$ ad interasse di 25 cm lungo la sezione trasversale dell'opera (sezione di calcolo Plaxis), per metro longitudinale di cordolo.

In tal modo la resistenza di progetto a taglio $V_{Rd} = 346.75 \text{ kN}$ risulta superiore al massimo valore del taglio agente $V_{Ed} = V_{max} = 313.2 \text{ kN}$; la **verifica** risulta pertanto **soddisfatta**.

7.11.3. SLE – Pressoflessione

Per le verifiche agli SLE, le sollecitazioni di riferimento sono riportate nel paragrafo 2.10.3 ed in particolare in Figura 2.71 e Figura 2.73; tali azioni vengono considerate corrispondenti alla combinazione quasi permanente.

E' necessario verificare le tensioni di esercizio, ovvero (vedi paragrafo 4.1.2.2.5 del DM 17/01/18):

- tensione massima di compressione del calcestruzzo secondo le seguenti limitazioni:
 $\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 11.25 \text{ MPa}$ per la combinazione quasi permanente;
- tensione massima dell'acciaio:
 per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica, considerata nel caso in esame coincidente con quella quasi permanente, la tensione massima σ_s deve rispettare la limitazione seguente:
 $\sigma_s < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$.

Le combinazioni di calcolo considerate sono le seguenti:

- $M_{max} - N=0$:
 - $M_{max} = 27.1 \text{ kNm/m}$;
 - $N = 0$ (cautelativo per le tensioni dell'acciaio essendo il cordolo sempre compresso);
- $M_{max} - N_{max}$:
 - $M_{max} = 27.1 \text{ kNm/m}$;
 - $N_{max} = 40.9 \text{ kN/m}$ (compressione).

Nel seguito le tensioni di esercizio determinate:

- $M_{max} - N=0$:

Titolo: Cordolo inferiore

N° figure elementari: 1 N° strati barre: 2

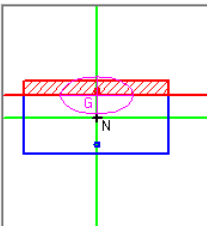
N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	10.05	6.4
			2	10.05	43.6

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.



Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 0 kN

M_{xEd}: 0 27.1 kNm

M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200 000 N/mm²	f_{cd}	14.17
E_s / E_c	15	f_{cc} / f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

σ_c : -1.271 N/mm²

σ_s : 67.27 N/mm²

ϵ_s : 0.3363 ‰

d: 43.6 cm

x: 9.628 x/d: 0.2208

δ : 0.716

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

 N° iterazioni: 5

Precompresso

- $M_{max} - N_{max}$:

Titolo: Cordolo inferiore

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	10.05	6.4
			2	10.05	43.6

Tipo Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 40.9 kN
 M_{xEd}: 0 27.1 kNm
 M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Materiali:
 B450C C25/30

ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200 000 N/mm² f_{cd} : 14.17 N/mm²
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6 τ_{c1} : 1.829

σ_c : -1.269 N/mm²
 σ_s : 47.4 N/mm²
 ϵ_s : 0.237 ‰
 d: 43.6 cm
 x: 12.49 x/d: 0.2864
 δ : 0.7981

Metodo di calcolo:
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Verifica:
 N° iterazioni: 5
 Precompresso

Le verifiche delle tensioni di acciaio e calcestruzzo risultano pertanto **soddisfatte**.

7.11.4. SLE – Fessurazione

In riferimento alla Norma (par. 4.1.2.2.4; Tabb. 4.1.III e 4.1.IV) si adotta per il caso in esame:

- condizioni ambientali: ordinarie;
- armatura: poco sensibile;
- combinazione azioni: Frequente \leftrightarrow Quasi permanente; $\Rightarrow w = w_2 = 0.3$ mm;
- azioni riportate al paragrafo 7.11.3.

Con riferimento alla tabella C4.1.II della Circolare 2 febbraio 2009, n. 617, si determina il valore massimo $\sigma_{s,max}$ della tensione nell'acciaio, in relazione al diametro delle barre resistenti impiegate, che implica il controllo della fessurazione considerando il valore nominale dell'apertura delle fessure w_2 :

- $\varnothing 16$ mm: $\sigma_{s,max} = 240$ MPa.

Confrontando la tensione nell'acciaio determinata nella combinazione di riferimento allo SLE con quella massima suddetta, risulta che la **verifica a fessurazione è soddisfatta**.

La disposizione delle barre di armatura rispetta inoltre la spaziatura massima definita dalla tabella C4.1.III della Circolare n. 617.

7.12. VERIFICHE STRUTTURALI PARAMENTO SUPERIORE

7.12.1. SLU, SLV – Pressoflessione

Con riferimento:

- alle caratteristiche dei materiali indicate al paragrafo 4.1 e 4.2 ed in particolare:
 - classe di esposizione secondo UNI 206: XC2;
 - calcestruzzo: C25/30

- alle caratteristiche geometriche della sezione di calcolo:
 - base = 1000 mm;
 - altezza = 250 mm;
- all'armatura prevista:
 - armatura lato valle: 5 \varnothing 16 / m;
 - armatura lato monte: 10 \varnothing 16 / m;
 - armatura longitudinale: \varnothing 12 / 20cm;
 - copriferro: 30 mm;
- alle azioni sollecitanti riportate al paragrafo 2.10.3 ed in particolare in Figura 2.74 e Figura 2.76;

sono state condotte le verifiche a pressoflessione mediante il programma Vca SLU del Prof. Gelfi (paragrafo 5.1).

Sulla base delle azioni calcolate, è possibile individuare le seguenti sollecitazioni per le verifiche strutturali:

- SLU:
 - lato valle:
 - $M_{\max\text{-lato valle}} = 44.1 \text{ kNm/m}$;
 - $N = 0 \text{ kN/m}$ (assunzione cautelativa essendo il paramento sempre compresso);
 - lato monte:
 - $M_{\max\text{-lato monte}} = 108.2 \text{ kNm/m}$;
 - $N = 0 \text{ kN/m}$ (assunzione cautelativa essendo il paramento sempre compresso);
- SLV:
 - lato valle:
 - $M_{\max\text{-lato valle}} = 55.4 \text{ kNm/m}$;
 - $N = 0 \text{ kN/m}$ (assunzione cautelativa essendo il paramento sempre compresso);
 - lato monte:
 - $M_{\max\text{-lato monte}} = 137.7 \text{ kNm/m}$;
 - $N = 100 \text{ kN/m}$ (compressione; cautelativa considerando il range di ascisse in cui si verifica il momento massimo – condizione SLV+ - Figura 2.74 e Figura 2.76);

Le verifiche condotte per lo SLU sono riportate nel seguito.

- SLU – lato valle:

Titolo: Paramento superiore

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	10.05	5
			2	20.11	20

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 0 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} -75.24 kNm

Materiali: B450C C25/30

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14.17 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
τ_{c1} 1.829

σ_c -14.17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 11.81 ‰
d 20 cm
x 4.573 x/d 0.2286
δ 0.7258

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
Precompresso

Da tale verifica si nota come il momento resistente $M_{xRd} = 75.2$ kNm risulta superiore al massimo valore del momento sollecitante $M_{Ed} = M_{max} = 44.1$ kNm; la **verifica** risulta pertanto **soddisfatta**.

- SLU – lato monte:

Titolo: Paramento superiore

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	10.05	5
			2	20.11	20

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 0 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord. [cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd} 135.3 kNm

Materiali: B450C C25/30

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14.17 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
τ_{c1} 1.829

σ_c -14.17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 8.34 ‰
d 20 cm
x 5.912 x/d 0.2956
δ 0.8095

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Barre: N° 10 φ 20
As 20.11 Calcola Inserisci

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
Precompresso

Da tale verifica si nota come il momento resistente $M_{xRd} = 135.3$ kNm risulta superiore al massimo valore del momento sollecitante $M_{Ed} = M_{max} = 108.2$ kNm; la **verifica** risulta pertanto **soddisfatta**.

Le verifiche condotte per lo SLV sono riportate nel seguito, confrontando il momento massimo sollecitante M_{max} con quello resistente massimo in campo sostanzialmente elastico M_{yd} .

- SLV – lato valle:
 - $M_{Ed} = M_{max} = 55.4$ kNm;
 - $M_{yd} = 68.3$ kNm;
 per la sezione di calcolo e la combinazione indicata delle azioni risulta $M_{yd} > M_{Ed}$; la **verifica** risulta pertanto **soddisfatta**;
- SLV – lato monte:
 - $M_{Ed} = M_{max} = 137.7$ kNm;
 - $M_{yd} = 138.5$ kNm;
 per la sezione di calcolo e la combinazione indicata delle azioni risulta $M_{yd} > M_{Ed}$; la **verifica** risulta pertanto **soddisfatta**;

7.12.2. SLU, SLV – Taglio

Sulla base delle azioni riportate in Figura 2.75, il valore di progetto dello sforzo di taglio agente è il seguente:

- SLU/SLV:
 - $V_{max} = 86.6$ kN/m;
 - $N = 0$ kN/m (cautelativo).

Nel seguito è riportato il calcolo della resistenza di progetto a taglio in accordo al paragrafo 4.1.2.3.5.1 (elementi senza armature trasversali resistenti a taglio) del DM 17/01/18.

Dati			
b	1000	mm	larghezza dell'anima resistente a taglio
h	250	mm	altezza
d	200	mm	altezza utile
fck	25	N/mm ²	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f _{yd}	391	N/mm ²	resistenza di progetto dell'acciaio
f _{cd}	14.17	N/mm ²	resistenza di progetto del calcestruzzo
f _{cd}	7.08	N/mm ²	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
A _{sl}	1005	mm ²	armatura longitudinale
k	2.00		fattore di ingranamento
v _{min}	0.49	N/mm ²	tensione resistente minima
ρ _l	0.0050		rapporto geom. di armatura longit.
N _{ed}	0	N	sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ _{cp}	0.00	N/mm ²	tensione media di compressione nella sezione
α _c	1.00		coefficiente maggiorativo
Resist. a taglio della trave non armata e armatura minima			
V _{rd}	111.58	kN	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura

La resistenza di progetto a taglio $V_{Rd} = 111.6$ kN risulta superiore al massimo valore del taglio agente $V_{Ed} = V_{max} = 86.6$ kN; la **verifica** risulta pertanto **soddisfatta**.

7.12.3. SLE – Pressoflessione

Per le verifiche agli SLE, le sollecitazioni di riferimento sono riportate nel paragrafo 2.10.3 ed in particolare in Figura 2.74 e Figura 2.76; tali azioni vengono considerate corrispondenti alla combinazione quasi permanente.

E' necessario verificare le tensioni di esercizio, ovvero (vedi paragrafo 4.1.2.2.5 del DM 17/01/18):

- tensione massima di compressione del calcestruzzo secondo le seguenti limitazioni:
 $\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 11.25 \text{ MPa}$ per la combinazione quasi permanente;
- tensione massima dell'acciaio:
 per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica, considerata nel caso in esame coincidente con quella quasi permanente, la tensione massima σ_s deve rispettare la limitazione seguente:
 $\sigma_s < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$.

Le combinazioni di calcolo considerate sono le seguenti:

- SLE:
 - lato valle (si combina M_{max} con i due sforzi normali indicati):
 - $M_{max-lato\ valle} = 11.7 \text{ kNm/m}$;
 - $N_{associato} = 10.2 \text{ kN/m}$ (compressione)
 - $N_{min} = 0 \text{ kN/m}$ (assunzione cautelativa per il dimensionamento delle armature essendo il paramento sempre compresso);
 - lato monte (si combina M_{max} con i due sforzi normali indicati):
 - $M_{max-lato\ monte} = 15.4 \text{ kNm/m}$;
 - $N_{associato} = 42.4 \text{ kN/m}$ (compressione)
 - $N = 0 \text{ kN/m}$ (assunzione cautelativa essendo il paramento sempre compresso).

Nel seguito le tensioni di esercizio determinate:

- SLE – lato valle

Titolo : Paramento superiore

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

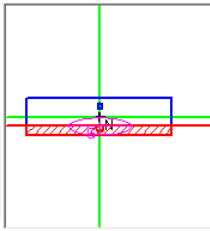
N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	10.05	5
			2	20.11	20

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi

a T Circolare

Rettangoli Coord.



Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN

M_{xEd} kNm

M_{yEd}

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls

Coord.[cm] xN yN

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-

Metodo n

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200 000 N/mm²	f_{cd}	14.17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

Risultati

σ_c N/mm²

σ_s N/mm²

ϵ_s ‰

d cm

x x/d δ

Verifica

N° iterazioni:

Precompresso

Titolo: Paramento superiore

N* figure elementari: 1 Zoom N* strati barre: 2 Zoom

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm ²]	d [cm]
1	100	25	1	10.05	5
			2	20.11	20

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 0 kN
M_{xEd}: 0 -11.7 kNm
M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord.[cm]: xN 0, yN 0

Materiali: B450C C25/30

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
E_s: 200 000 N/mm² f_{cd}: 14.17 ‰
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 9.75
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6
τ_{c1}: 1.829

σ_c: -1.897 N/mm²
σ_s: 66.28 N/mm²
ε_s: 0.3314 ‰
d: 20 cm
x: 6.008 x/d: 0.3004
δ: 0.8155

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Verifica N* iterazioni: 4

Precompresso

Le verifiche delle tensioni di acciaio e calcestruzzo risultano pertanto **soddisfatte**.

- SLE – lato monte

Titolo: Paramento superiore

N* figure elementari: 1 Zoom N* strati barre: 2 Zoom

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm ²]	d [cm]
1	100	25	1	10.05	5
			2	20.11	20

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 42.4 kN
M_{xEd}: 0 15.4 kNm
M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
Coord.[cm]: xN 0, yN 0

Materiali: B450C C25/30

ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
E_s: 200 000 N/mm² f_{cd}: 14.17 ‰
E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 9.75
σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6
τ_{c1}: 1.829

σ_c: -2.06 N/mm²
σ_s: 34.54 N/mm²
ε_s: 0.1727 ‰
d: 20 cm
x: 9.443 x/d: 0.4722
δ: 1

Tipo Sezione: Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Verifica N* iterazioni: 4

Precompresso

Titolo: Paramento superiore

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	10.05	5
			2	20.11	20

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali
 B450C C25/30

E_{su}	67.5 ‰	E_{c2}	2 ‰	σ_c	-1.985 N/mm ²
f_{yd}	391.3 N/mm ²	E_{cu}	3.5 ‰	σ_s	44.91 N/mm ²
E_s	200 000 N/mm ²	f_{cd}	14.17	ϵ_s	0.2245 ‰
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8	d	20 cm
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75	x	7.974 x/d 0.3987
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm ²	τ_{co}	0.6	δ	0.9384
		τ_{c1}	1.829		

Verifica
 N° iterazioni: 4

Precompresso

Le verifiche delle tensioni di acciaio e calcestruzzo risultano pertanto **soddisfatte**.

7.12.4. SLE – Fessurazione

In riferimento alla Norma (par. 4.1.2.2.4; Tabb. 4.1.III e 4.1.IV) si adotta per il caso in esame:

- condizioni ambientali: ordinarie;
- armatura: poco sensibile;
- combinazione azioni: Frequente \Leftrightarrow Quasi permanente; $\Rightarrow w = w_2 = 0.3$ mm;
- azioni riportate al paragrafo 7.12.3 (cautelativamente con $N=0$).

Con riferimento alla tabella C4.1.II della Circolare 2 febbraio 2009, n. 617, si determina il valore massimo $\sigma_{s,max}$ della tensione nell'acciaio, in relazione al diametro delle barre resistenti impiegate, che implica il controllo della fessurazione considerando il valore nominale dell'apertura delle fessure w_2 :

- $\varnothing 16$ mm: $\sigma_{s,max} = 240$ MPa.

Confrontando la tensione nell'acciaio determinata nella combinazione di riferimento allo SLE con quella massima suddetta, risulta che la **verifica a fessurazione è soddisfatta**.

La disposizione delle barre di armatura rispetta inoltre la spaziatura massima definita dalla tabella C4.1.III della Circolare n. 617.

7.13. VERIFICHE STRUTTURALI PARAMENTO INFERIORE

7.13.1. SLU, SLV – Pressoflessione

Con riferimento:

- alle caratteristiche dei materiali indicate al paragrafo 4.1 e 4.2 ed in particolare:
 - classe di esposizione secondo UNI 206: XC2;
 - calcestruzzo: C25/30
- alle caratteristiche geometriche della sezione di calcolo:
 - base = 1000 mm;
 - altezza = 250 mm;
- all'armatura prevista:
 - armatura lato valle: 5 \varnothing 20 / m;
 - armatura lato monte: 10 \varnothing 20 / m;
 - armatura longitudinale: \varnothing 12 / 20cm;
 - copriferro: 30 mm;
- alle azioni sollecitanti riportate al paragrafo 2.10.3 ed in particolare in Figura 2.77 e Figura 2.79;

sono state condotte le verifiche a pressoflessione mediante il programma Vca SLU del Prof. Gelfi (paragrafo 5.1).

Sulla base delle azioni calcolate, è possibile individuare le seguenti sollecitazioni per le verifiche strutturali:

- SLU:
 - lato valle:
 - $M_{\max\text{-lato valle}} = 61.4 \text{ kNm/m}$;
 - $N = 0 \text{ kN/m}$ (assunzione cautelativa essendo il paramento sempre compresso);
 - lato monte:
 - $M_{\max\text{-lato monte}} = 112.1 \text{ kNm/m}$;
 - $N = 0 \text{ kN/m}$ (assunzione cautelativa essendo il paramento sempre compresso);
- SLV:
 - lato valle:
 - $M_{\max\text{-lato valle}} = 56.3 \text{ kNm/m}$;
 - $N = 0 \text{ kN/m}$ (assunzione cautelativa essendo il paramento sempre compresso);
 - lato monte:
 - $M_{\max\text{-lato monte}} = 179.1 \text{ kNm/m}$;
 - $N_{\text{associato}} = 0 \text{ kN/m}$ (assunzione cautelativa essendo il paramento sempre compresso).

Le verifiche condotte per lo SLU sono riportate nel seguito.

- SLU – lato valle:

Titolo: Paramento inferiore

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	15.71	5.2
			2	31.42	19.8

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C25/30

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14.17
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
τ_{c1} 1.829

M_{xRd} -107.9 kNm
σ_c -14.17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 9.741 ‰
d 19.8 cm
x 5.234 x/d 0.2643
δ 0.7704

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviato

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Da tale verifica si nota come il momento resistente $M_{xRd} = 107.9$ kNm risulta superiore al massimo valore del momento sollecitante $M_{Ed} = M_{max} = 61.4$ kNm; la **verifica** risulta pertanto **soddisfatta**.

- SLU – lato monte:

Titolo: Paramento inferiore

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	15.71	5.2
			2	31.42	19.8

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 0 0 kNm
M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C25/30

ε_{su} 67.5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 3.5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14.17
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 9.75
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6
τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 197.2 kNm
σ_c -14.17 N/mm²
σ_s 391.3 N/mm²
ε_c 3.5 ‰
ε_s 5.561 ‰
d 19.8 cm
x 7.648 x/d 0.3863
δ 0.9228

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviato

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Da tale verifica si nota come il momento resistente $M_{xRd} = 197.2$ kNm risulta superiore al massimo valore del momento sollecitante $M_{Ed} = M_{max} = 112.1$ kNm; la **verifica** risulta pertanto **soddisfatta**.

Le verifiche condotte per lo SLV sono riportate nel seguito, confrontando il momento massimo sollecitante M_{max} con quello resistente massimo in campo sostanzialmente elastico M_{yd} .

- SLV – lato valle:
 - $M_{Ed} = M_{max} = 56.3$ kNm;
 - $M_{yd} = 101.7$ kNm;
 per la sezione di calcolo e la combinazione indicata delle azioni risulta $M_{yd} > M_{Ed}$; la **verifica** risulta pertanto **soddisfatta**;
- SLV – lato monte:
 - $M_{Ed} = M_{max} = 179.1$ kNm;
 - $M_{yd} = 193.3$ kNm;
 per la sezione di calcolo e la combinazione indicata delle azioni risulta $M_{yd} > M_{Ed}$; la **verifica** risulta pertanto **soddisfatta**.

7.13.2. SLU, SLV – Taglio

Sulla base delle azioni riportate in Figura 2.78, il valore di progetto dello sforzo di taglio agente è il seguente:

- SLU/SLV:
 - $V_{max} = 142.0$ kN/m;
 - $N = 0$ kN/m (cautelativo).

Nel seguito è riportato il calcolo della resistenza di progetto a taglio in accordo al paragrafo 4.1.2.3.5.1 (elementi senza armature trasversali resistenti a taglio) del DM 17/01/18, considerando una azione normale $N=300$ kN, cautelativa.

Verifica di sezione rettangolare c.c.a.n. staffata soggetta a taglio semplice

Dati			
b	1000	mm	larghezza dell'anima resistente a taglio
h	250	mm	altezza
d	198	mm	altezza utile

fck	25	N/mm ²	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f _{yd}	391	N/mm ²	resistenza di progetto dell'acciaio
f _{cd}	14.17	N/mm ²	resistenza di progetto del calcestruzzo
f' _{cd}	7.08	N/mm ²	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
A _{sl}	1571	mm ²	armatura longitudinale
k	2.00		fattore di ingranamento
v _{min}	0.49	N/mm ²	tensione resistente minima
ρ _l	0.0079		rapporto geom. di armatura longit.
N _{ed}	300000	N	sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ _{cp}	1.20	N/mm ²	tensione media di compressione nella sezione
α _C	1.00		coefficiente maggiorativo

Resist. a taglio della trave non armata e armatura minima			
V _{rd}	164.28	kN	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura

La resistenza di progetto a taglio $V_{Rd} = 164.3$ kN risulta superiore al massimo valore del taglio agente $V_{Ed} = V_{max} = 142.0$ kN; la **verifica** risulta pertanto **soddisfatta**.

7.13.3. SLE – Pressoflessione

Per le verifiche agli SLE, le sollecitazioni di riferimento sono riportate nel paragrafo 2.10.3 ed in particolare in Figura 2.77 e Figura 2.79; tali azioni vengono considerate corrispondenti alla combinazione quasi permanente.

E' necessario verificare le tensioni di esercizio, ovvero (vedi paragrafo 4.1.2.2.5 del DM 17/01/18):

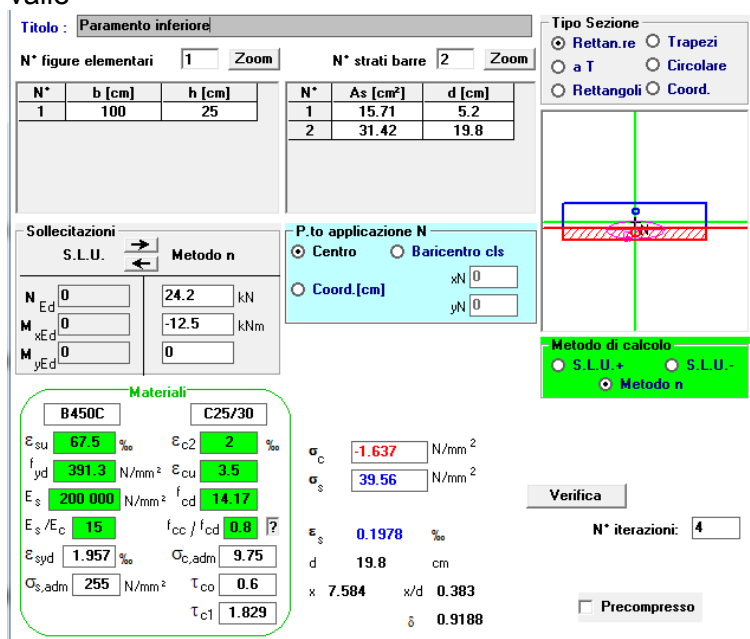
- tensione massima di compressione del calcestruzzo secondo le seguenti limitazioni:
 $\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 11.25 \text{ MPa}$ per la combinazione quasi permanente;
- tensione massima dell'acciaio:
 per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica, considerata nel caso in esame coincidente con quella quasi permanente, la tensione massima σ_s deve rispettare la limitazione seguente:
 $\sigma_s < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$.

Le combinazioni di calcolo considerate sono le seguenti:

- SLE:
 - lato valle (si combina M_{max} con i due sforzi normali indicati):
 - $M_{max-lato\ valle} = 12.5 \text{ kNm/m}$;
 - $N_{associato} = 24.2 \text{ kN/m}$ (compressione)
 - $N_{min} = 0 \text{ kN/m}$ (assunzione cautelativa per il dimensionamento delle armature essendo il paramento sempre compresso);
 - lato monte (si combina M_{max} con i due sforzi normali indicati):
 - $M_{max-lato\ monte} = 27.1 \text{ kNm/m}$;
 - $N_{associato} = 68.5 \text{ kN/m}$ (compressione)
 - $N = 0 \text{ kN/m}$ (assunzione cautelativa essendo il paramento sempre compresso);

Nel seguito le tensioni di esercizio determinate:

- SLE – lato valle



Titolo: Paramento inferiore

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	15.71	5.2
			2	31.42	19.8

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 24.2 kN
 M_{xEd}: 0 -12.5 kNm
 M_{yEd}: 0 0

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Materiali: B450C C25/30

ϵ_{su} 67.5 %	ϵ_{c2} 2 %	σ_c -1.637 N/mm ²
f_{yd} 391.3 N/mm ²	ϵ_{cu} 3.5 %	σ_s 39.56 N/mm ²
E_s 200 000 N/mm ²	f_{cd} 14.17	ϵ_s 0.1978 %
E_s/E_c 15	f_{cc}/f_{cd} 0.8	d 19.8 cm
ϵ_{syd} 1.957 %	$\sigma_{c,adm}$ 9.75	x 7.584 x/d 0.383
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm ²	τ_{co} 0.6	δ 0.9188
	τ_{c1} 1.829	

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Titolo: Paramento inferiore

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	15.71	5.2
			2	31.42	19.8

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 0 kNm
M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Materiali
 B450C C25/30
 ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200 000 N/mm² f_{cd} : 14.17 N/mm²
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6 τ_{c1} : 1.829

σ_c : -1.65 N/mm² σ_s : 47.33 N/mm²
 ϵ_s : 0.2366 ‰
 d: 19.8 cm
 x: 6.798 x/d: 0.3433 δ : 0.8692

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le verifiche delle tensioni di acciaio e calcestruzzo risultano pertanto **soddisfatte**.

- SLE – lato monte

Titolo: Paramento inferiore

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	15.71	5.2
			2	31.42	19.8

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
M_{xEd}: 68.5 kNm
M_{yEd}: 27.1 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Materiali
 B450C C25/30
 ϵ_{su} : 67.5 ‰ ϵ_{c2} : 2 ‰
 f_{yd} : 391.3 N/mm² ϵ_{cu} : 3.5 ‰
 E_s : 200 000 N/mm² f_{cd} : 14.17 N/mm²
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0.8
 ϵ_{syd} : 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9.75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0.6 τ_{c1} : 1.829

σ_c : -3.131 N/mm² σ_s : 42.05 N/mm²
 ϵ_s : 0.2103 ‰
 d: 19.8 cm
 x: 10.45 x/d: 0.5276 δ : 1

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Titolo: Paramento inferiore

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	25	1	15.71	5.2
			2	31.42	19.8

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
 M_{xEd} 0 27.1 kNm
 M_{yEd} 0 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Materiali

B450C		C25/30	
ϵ_{su}	67.5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 ‰
E_s	200 000 N/mm²	f_{cd}	14.17
E_s / E_c	15	f_{cc} / f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.6
		τ_{c1}	1.829

σ_c -2.98 N/mm²
 σ_s 52.67 N/mm²

ϵ_s 0.2633 ‰
 d 19.8 cm
 x 9.09 x/d 0.4591
 δ 1

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le verifiche delle tensioni di acciaio e calcestruzzo risultano pertanto **soddisfatte**.

7.13.4. SLE – Fessurazione

In riferimento alla Norma (par. 4.1.2.2.4; Tabb. 4.1.III e 4.1.IV) si adotta per il caso in esame:

- condizioni ambientali: ordinarie;
- armatura: poco sensibile;
- combinazione azioni: Frequente \Leftrightarrow Quasi permanente; $\Rightarrow w = w_2 = 0.3$ mm;
- azioni riportate al paragrafo 7.13.3 (cautelativamente con N=0).

Con riferimento alla tabella C4.1.II della Circolare 2 febbraio 2009, n. 617, si determina il valore massimo $\sigma_{s,max}$ della tensione nell'acciaio, in relazione al diametro delle barre resistenti impiegate, che implica il controllo della fessurazione considerando il valore nominale dell'apertura delle fessure w_2 :

- $\varnothing 20$ mm: $\sigma_{s,max} = 222$ MPa.

Confrontando la tensione nell'acciaio determinata nella combinazione di riferimento allo SLE con quella massima suddetta, risulta che la **verifica a fessurazione è soddisfatta**.

La disposizione delle barre di armatura rispetta inoltre la spaziatura massima definita dalla tabella C4.1.III della Circolare n. 617.

7.14. VERIFICHE A PUNZONAMENTO DEI CORDOLI

Le azioni in testa micropali in base allo stato limite considerato sono riportate nella tabella seguente.

Tabella 7.9: Azioni assiali in testa micropali.

Fase	Micropalo	N [kN/m]	interasse [m]	N [kN/palo]
5 statica	STAB. STATICA SLU	1	0.75	-11.9
		2	0.75	35.4
		3i	2.25	238.4
		4	0.75	-45.8
		5	0.75	-54.2
		6i	2.25	136.4
		7	0.75	2.7
		8	1.5	-56.0
		9	0.75	-113.6
		10i	1.5	127.8
Fase	Micropalo	N [kN/m]	interasse [m]	N [kN/palo]
4a sismica	STAB. SISMICA SLV+	1	0.75	19.8
		2	0.75	-1.3
		3i	2.25	36.3
		4	0.75	1.7
		5	0.75	9.7
		6i	2.25	191.5
		7	0.75	-31.8
		8	1.5	-132.2
		9	0.75	-164.4
		10i	1.5	294.6
Fase	Micropalo	N [kN/m]	interasse [m]	N [kN/palo]
4b sismica	STAB. SISMICA SLV-	1	0.75	-1.0
		2	0.75	0.4
		3i	2.25	68.0
		4	0.75	-19.7
		5	0.75	-8.7
		6i	2.25	130.3
		7	0.75	15.9
		8	1.5	-28.1
		9	0.75	-59.4
		10i	1.5	122.9

Con riferimento al paragrafo 4.1.2.3.5.1 inerente gli elementi senza armature trasversali resistenti a taglio, la verifica a punzonamento viene condotta cautelativamente considerando come resistenza a taglio/punzonamento il seguente valore:

$$V_{Rd} = v_{\min} \cdot A$$

dove:

- $v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}$
 - $k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2$

con

- d = altezza utile della sezione in mm;
- A = area laterale del solido di calcestruzzo considerato nella verifica (si ipotizza il solido poliedrico e la piastra presente in testa micropalo di forma quadrata di lato 250mm); tale area laterale è determinata ipotizzando una diffusione delle tensioni all'interno del calcestruzzo con angolo $\leq 30^\circ$ come indicato negli schemi;
- $f_{ck} = 25$ MPa.

7.14.1. Micropalo inclinato n. 10i

Il micropalo inclinato tipo 10i è vincolato al cordolo inferiore.

L'azione assiale in testa è sempre di trazione allo SLU/SLV con valore massimo:

$$N_{Ed} = 294.6 \text{ kN (trazione).}$$

Lo schema di riferimento per la verifica a punzonamento è riportato nella figura seguente.

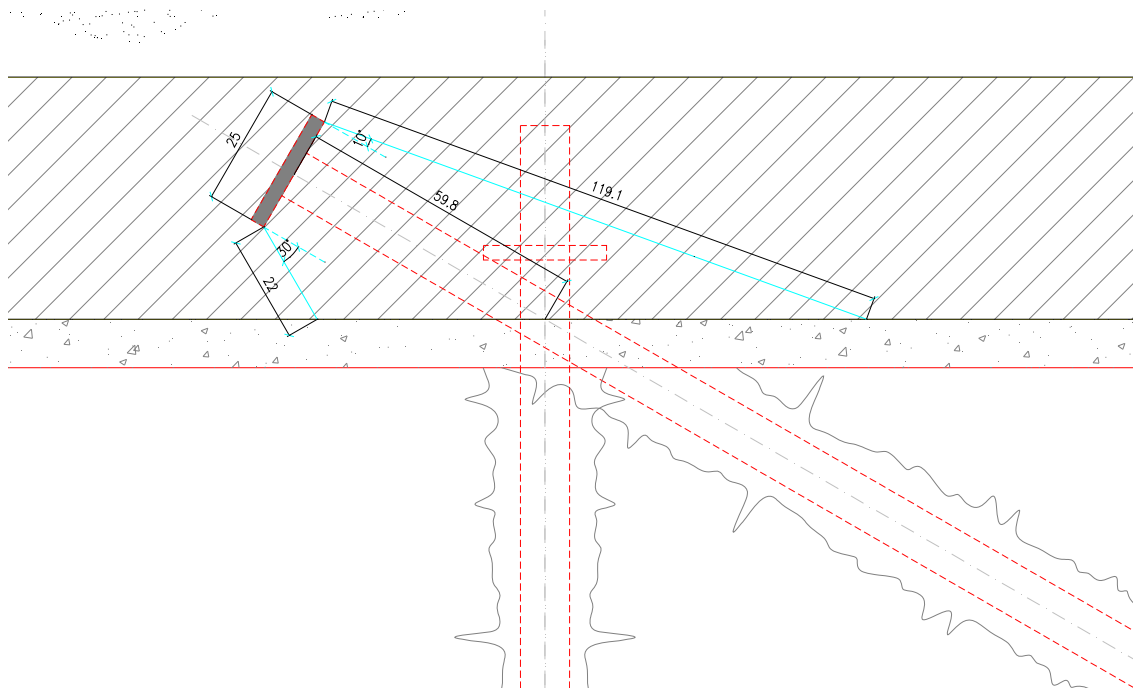


Figura 7.1: Schema di riferimento per verifica punzonamento micropalo 10i (misure in cm); in azzurro le linee di diffusione delle tensioni.

La valutazione della resistenza a taglio/punzonamento determinata in accordo al criterio esposto in precedenza è la seguente:

- $d = 598 \text{ mm} \Rightarrow k = 1.578 \Rightarrow v_{\min} = 0.347 \text{ MPa}$;
- $A = 862002 \text{ mm}^2$;
- $V_{Rd} = 299.1 \text{ kN}$.

La **verifica a punzonamento** risulta **soddisfatta** essendo $V_{Rd} > N_{Ed}$.

7.14.2. Micropalo inclinato n. 3i e 6i

I micropali inclinati tipo 3i e 6i presentano la stessa inclinazione e sono vincolati rispettivamente al cordolo superiore ed intermedio.

L'azione assiale in testa è sempre di trazione allo SLU/SLV con valore massimo:

$$N_{Ed} = 238.4 \text{ kN (trazione – micropalo 3i).}$$

Lo schema di riferimento per la verifica a punzonamento è riportato nella figura seguente; cautelativamente si effettua la verifica con la configurazione del cordolo intermedio e considerando la relativa classe di resistenza del calcestruzzo (inferiore a quella del cordolo sommitale).

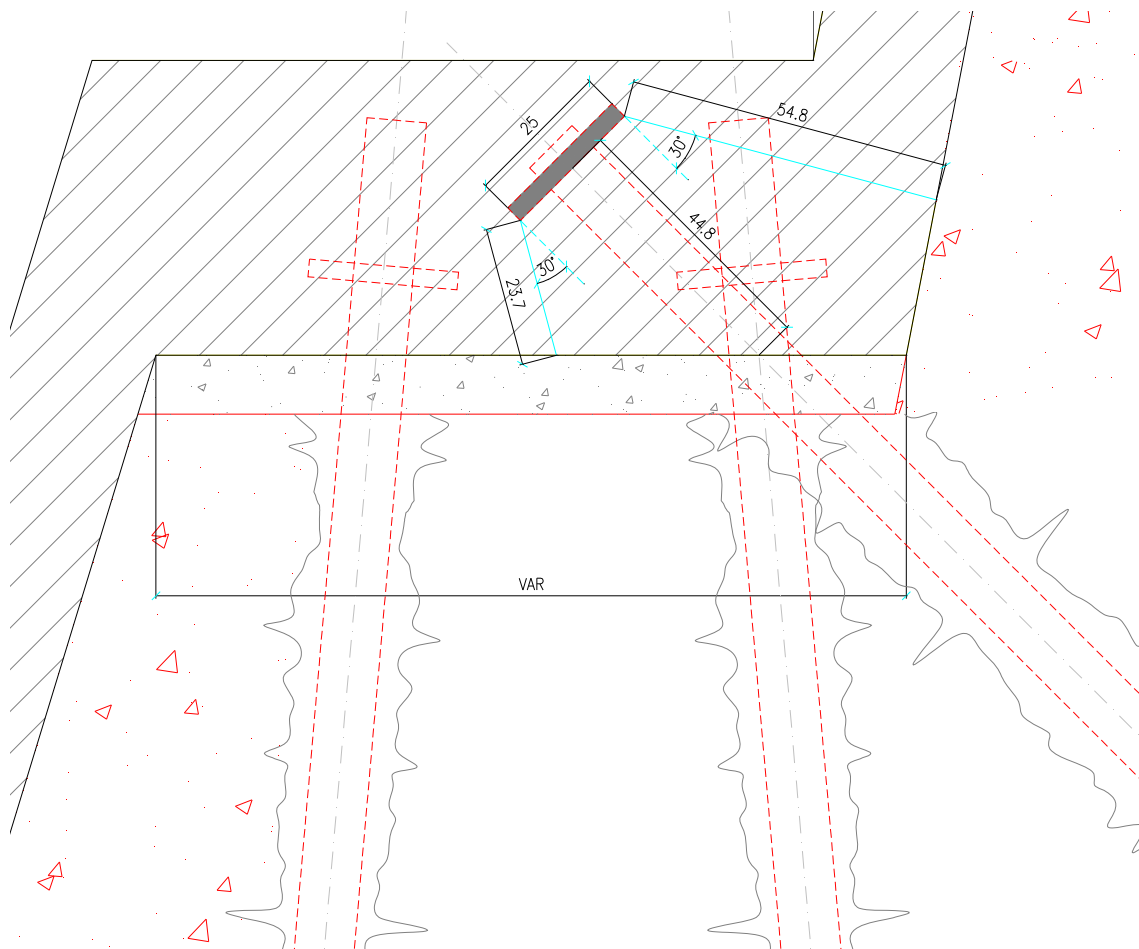


Figura 7.2: Schema di riferimento per verifica punzonamento micropalo 6i (misure in cm); in azzurro le linee di diffusione delle tensioni.

La valutazione della resistenza a taglio/punzonamento determinata in accordo al criterio esposto in precedenza è la seguente:

- $d = 448 \text{ mm} \Rightarrow k = 1.668 \Rightarrow v_{\min} = 0.377 \text{ MPa}$;
- $A = 635736 \text{ mm}^2$;
- $V_{Rd} = 239.7 \text{ kN}$.

La **verifica a punzonamento** risulta **soddisfatta** essendo $V_{Rd} > N_{Ed}$.

7.14.3. Micropali verticali/subverticali n. 1,2,4,5,7,8,9

L'azione assiale in testa è di compressione o trazione allo SLU/SLV con valore massimo:

$$N_{Ed} = 164.4 \text{ kN (compressione - micropalo 9)}$$

$$N_{Ed} = 35.4 \text{ kN (trazione - micropalo 2)}$$

Lo schema di riferimento per la verifica a punzonamento è riportato nella figura seguente.

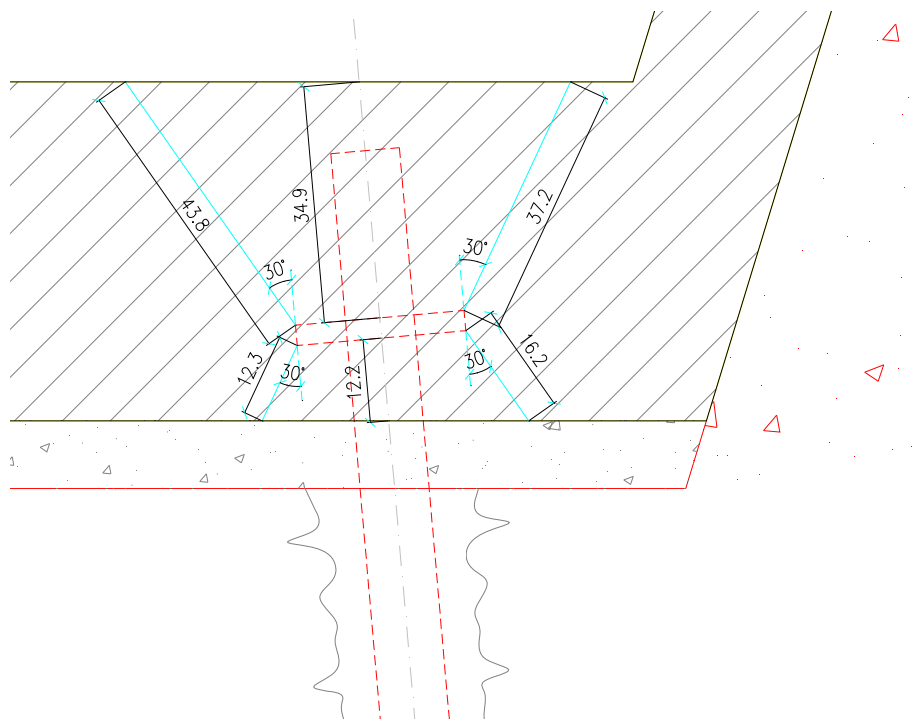


Figura 7.3: Schema di riferimento per verifica punzonamento micropali verticali/subverticali (misure in cm); in azzurro le linee di diffusione delle tensioni; è rappresentata una porzione del cordolo inferiore.

La valutazione della resistenza a taglio/punzonamento nel caso di sforzo di trazione, determinata in accordo al criterio esposto in precedenza è la seguente:

- $d = 122 \text{ mm} \Rightarrow k = 2.000 \Rightarrow v_{\min} = 0.495 \text{ MPa}$;
- $A = 150246 \text{ mm}^2$;
- $V_{Rd} = 74.4 \text{ kN}$.

La valutazione della resistenza a taglio/punzonamento nel caso di sforzo di compressione, determinata in accordo al criterio esposto in precedenza è la seguente:

- $d = 349 \text{ mm} \Rightarrow k = 1.757 \Rightarrow v_{\min} = 0.408 \text{ MPa}$;
- $A = 519494 \text{ mm}^2$;
- $V_{Rd} = 211.7 \text{ kN}$.

Le verifiche a punzonamento risultano **soddisfatte** essendo $V_{Rd} > N_{Ed}$.

7.15. SLE – SPOSTAMENTI

In Figura 2.21 e Figura 2.22 sono riportati gli spostamenti agli SLE.

Gli spostamenti allo SLE sono modesti ed inferiori al centimetro e quindi compatibili con lo scopo dell'opera.

7.16. VERIFICHE GEOTECNICHE DI CAPACITÀ PORTANTE DEI TIRANTI PASSIVI (MICROPALI INCLINATI/BARRE)

Il calcolo viene condotto il DM 17/01/2018 Par.6.6.2, adottando come azioni di calcolo ai fini delle verifiche quelle determinate in precedenza nelle combinazioni SLU/SLV, assunte coerenti con la combinazione A1+M1+R3.

7.16.1. Azioni di calcolo

Per il singolo micropalo soggetto a trazione, con particolare riferimento a quelli inclinati in quanto maggiormente sollecitati a trazione (numero 3i, 6i, 10i di Figura 2.14), in Tabella 7.7 sono riportate le azioni massime di trazione.

Analogamente, per la singola barra in Tabella 7.8 sono riportate le azioni massime di trazione.

7.16.2. Lunghezza della fondazione:

Dalle figure in cui sono riportate le azioni assiali sui micropali per gli stati limite considerati:

- SLU: Figura 2.29, Figura 2.32, Figura 2.35;
- SLV+: Figura 2.42, Figura 2.45, Figura 2.48;
- SLV-: Figura 2.55, Figura 2.58, Figura 2.61;

ed in particolare dall'andamento dello sforzo assiale lungo il singolo micropalo, è possibile individuare il tratto di "fondazione", ovvero quello in cui si ha il trasferimento della sollecitazione dall'ancoraggio al terreno.

Analogamente, per le barre di ancoraggio le azioni assiali per gli stati limite considerati sono indicati nelle seguenti figure:

- SLU: Figura 2.38;
- SLV+: Figura 2.51;
- SLV-: Figura 2.64;

e dall'andamento dello sforzo assiale lungo la barra, è possibile individuare il relativo tratto di "fondazione".

7.16.3. Parametri geotecnici

Per quanto concerne la tensione tangenziale di progetto si rimanda alla Tabella 6.1.

In particolare, per le unità di substrato 2a e 2b è stata assunta una resistenza specifica laterale micropali-terreno $\tau = 300$ kPa.

7.16.4. Resistenza di progetto a trazione del tirante.

Le fondazioni dei micropali/barre interessano le unità 2a e 2b.

La resistenza a trazione del tirante è determinata con la formula:

$$R_{a,d} = \frac{R_{a,k}}{Y_R}$$

Con:

- $R_{a,k} = \min \left\{ \frac{(R_{a,cal})_{media}}{\xi_{a3}}, \frac{(R_{a,cal})_{min}}{\xi_{a4}} \right\}$

- dove R_{cal} viene determinata considerando una resistenza specifica laterale micropali-terreno $\tau = 300$ kPa;
- ξ_{a3} e ξ_{a4} : coefficienti che dipendono dal numero di verticali di indagini considerate, ovvero dall'affidabilità della caratterizzazione geotecnica nel volume significativo; nel caso in esame è disponibile un numero di indagini ≥ 5 e di conseguenza, $\xi_{a-maximo}=1.6$;
- $\gamma_R = 1.2$ (tiranti permanenti).

Risulta pertanto:

- micropali (diametro perforazione = 160 mm):
 - $R_{cal} = 150.8$ kN/m;
 - $\xi_a = 1.6$;
 - $\gamma_R = 1.2$;
 - $R_d = 78.5$ kN/m di fondazione;
- barre (diametro perforazione = 60 mm):
 - $R_{cal} = 56.5$ kN/m;
 - $\xi_a = 1.6$;
 - $\gamma_R = 1.2$;
- $R_d = 29.5$ kN/m di fondazione;

7.16.5. Verifica della fondazione dei tiranti

Nel seguito viene determinata la lunghezza minima (L_{min}) della fondazione dei tiranti (micropali e barre) e confrontata con quella disponibile (L_{disp}) in base allo schema di progetto.

La verifica è soddisfatta quanto $L_{disp} > L_{min}$.

Tabella 7.10: Verifica della lunghezza di fondazione dei tiranti.

Elemento	N_{Ed} (trazione) [kN]	R_d [kN/m]	L_{min} [m]	L_{disp} [m]	Verifica
Micropalo 3i	238.3	78.5	3.04	7.9	OK
Micropalo 6i	209.4	78.5	2.67	8.8	OK
Micropalo 10i	323.9	78.5	4.13	4.4	OK
Barre a,b,c,d,e,f (*)	127.8	29.5	4.33	4.8	OK

(*) Si considera la barra "f" che è la maggiormente sollecitata; le altre barre presentano azioni inferiori e lunghezze disponibili superiori.

7.17. VERIFICHE GEOTECNICHE DI STABILITÀ GLOBALE

Le verifiche di stabilità globale costituiscono il fattore dimensionante degli interventi di consolidamento e presidio; sono pertanto implicitamente verificate per la procedura di dimensionamento delle opere.

Tali aspetto sono stati analizzati con il software agli elementi finiti Plaxis 2018.

8. PRESIDIO PORZIONI DI VIABILITÀ A MARGINE DELLA SCARPATA/MURO CONSOLIDATO – DIMENSIONAMENTO STRUTTURALE E GEOTECNICO

8.1. PREMESSA

Il dimensionamento delle opere è stato effettuato con il programma agli elementi finiti Plaxis (vedi paragrafo 2.6); in particolare, tale programma consente di analizzare l'interazione terreno-struttura.

Scopo dell'intervento è il presidio del sedime stradale nei confronti della stabilità; di conseguenza:

- i carichi allo SLU a cui sono soggette le opere sono quelli desunti dalla verifica di stabilità globale della scarpata condotta in accordo al paragrafo 6.8.2 della normativa;
- i carichi allo SLV a cui sono soggette le opere sono quelli desunti dalla verifica di stabilità globale della scarpata condotta in accordo al paragrafo 7.11.4 della normativa.

Lo SLE è invece funzione dei soli carichi stradali.

8.2. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico sono state descritte al paragrafo 2.7.

8.3. DESCRIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Il modello di calcolo con il programma Plaxis è riportato in Figura 2.15+Figura 2.16.

I micropali sono stati schematizzati come "Embedded pile row"; invece i cordoli ed i paramenti sono stati rappresentati con elementi "plate".

8.4. DATI DI INPUT DEI MATERIALI E LIVELLI PIEZOMETRICI ADOTTATI

I parametri geotecnici adottati nelle elaborazioni Plaxis per i diversi materiali sono riportati nella Tabella 7.1.

Nelle elaborazioni tutti i materiali sono di tipo Mohr-Coulomb sono considerati del tipo drained.

I dati di input dei micropali, considerati nel modello come "Embedded pile row", sono indicati in Tabella 8.1.

I dati di input dei cordoli e paramenti, considerati nel modello come "Plate", sono indicati in Tabella 8.2.

Il livello piezometrico considerato è indicato in Figura 2.16.

Tabella 8.1: Dati di input elementi "Embedded Pile Row"

	γ [kN/m ³]	Diametro/ Spessore tubolare [mm]	Interasse [m]	E [MPa]	Resistenza laterale q_{lat} [kN/m di micropalo] (*)	Capacità portante di base [kN] (°)
Micropali tipo E'1	78.5	88.9/8	0.75	210000	unità1: 20.1 unità 2a: 150.8	90.5
Micropali tipo E'2	78.5	88.9/8	1.50	210000	unità1: 20.1 unità 2a: 150.8	/

Nota: La nomenclatura della tipologia di micropalo è in accordo a quanto riportato in Figura 2.16.

(*) Viene considerato il valore di calcolo della resistenza laterale determinato considerando la perforazione di diametro 160mm (vedi paragrafo 8.11.4).

(°) Viene considerato il valore di calcolo della capacità portante di base determinato considerando la perforazione di diametro 160mm e gli input di Tabella 6.1.

Tabella 8.2: Dati di input elementi "Plate" – Cordoli e paramenti.

	TYPE	Spessore [m]	w [kN/m]	EA [kN/m]	EJ [kNm ² /m]
Cordolo sommitale	Elastic	0.5	12.5	15740000	327900

Nota: La nomenclatura è in accordo a quanto riportato in Figura 2.14 e Figura 2.16.

8.5. FASI DI CALCOLO

Le fasi di calcolo del modello con il programma Plaxis sono riportate al paragrafo 2.11.2.

8.6. RISULTATI DELLE ELABORAZIONI

I risultati dei modelli Plaxis sono riportati al paragrafo 2.11.3.

8.6.1. Azioni di calcolo elementi strutturali

8.6.1.1 Azioni micropali

Le azioni risultanti sui micropali sono riportate al paragrafo 2.11.3 ed in particolare alle seguenti figure in base allo stato limite considerato:

- SLU: Figura 2.92+Figura 2.94;
- SLV+: Figura 2.98+Figura 2.100;
- SLV-: Figura 2.104+Figura 2.106.

In particolare, per ogni stato limite le azioni massime sui singoli micropali sono riportate nella tabella seguente; dal momento che il software restituisce le azioni per metro, le stesse sono state moltiplicate per l'interasse dei micropali al fine di ottenere le azioni del singolo elemento strutturale.

Nella tabella è indicata anche la corrispondenza fra numero e tipo del singolo micropali in accordo alla Figura 2.16.

Tabella 8.3: Presidio porzioni di viabilità a margine della scarpata/muro consolidato – Azioni di calcolo sui micropali.

Fase	Micropalo	N			interasse [m]	TIPO	Micropalo	N [kN/palo]	V [kN/palo]	M [kNm/palo]	
		[kN/palo] (valore assoluto)	V [kN/m]	M [kNm/m]							
6statica	STAB. STATICA SLU ECC	1'	337.7	13.42	12.72	0.75	E'1	1	253.3	10.1	9.5
		2'	337.9	14.42	13.59	0.75	E'1	2	253.4	10.8	10.2
		3'i	236.4	9.11	5.62	1.5	E'2	3i	354.6	13.7	8.4
5a sismica	STAB. SISMICA SLV+	1'	109.6	8.03	5.4	0.75	E'1	1	82.2	6.0	4.1
		2'	158	10.77	6.26	0.75	E'1	2	118.5	8.1	4.7
		3'i	167.2	4.59	3.83	1.5	E'2	3i	250.8	6.9	5.7
5b sismica	STAB. SISMICA SLV-	1'	104.6	7.49	5.06	0.75	E'1	1	78.5	5.6	3.8
		2'	75.81	10.37	6.07	0.75	E'1	2	56.9	7.8	4.6
		3'i	224.3	16.26	6.86	1.5	E'2	3i	336.5	24.4	10.3

8.6.1.2 Azioni cordolo

Le azioni risultanti sul cordolo sommitale sono riportate al paragrafo 2.11.3 ed in particolare da Figura 2.107 a Figura 2.109.

8.6.2. Spostamenti

In Figura 2.84 e Figura 2.85 sono riportati gli spostamenti agli SLE.

Gli spostamenti allo SLE sono modesti ed inferiori al centimetro.

8.7. VERIFICHE STRUTTURALI MICROPALI

Con riferimento:

- alle caratteristiche dei materiali indicati al paragrafo 4.3;
- alle caratteristiche geometriche della sezione del tubolare: diametro=88.9mm, spessore 8mm;

sono state condotte le verifiche a pressoflessione e taglio in accordo ai criteri indicati al capitolo 4 del DM 17/01/2018; i risultati sono esposti in Tabella 8.4.

Cautelativamente, la verifica è stata condotta considerando come agenti nella medesima sezione di calcolo i valori massimi delle diverse azioni sollecitanti (assiale, tagliante, flettente), ovvero quelle indicate in Tabella 8.3.

Tabella 8.4: Verifica strutturale micropali.

Fase		Micropalo	N [kN/palo] (valore assoluto)	V [kN/palo]	M [kNm/palo]	A_v [mm ²]	$V_{c,Rd}$ [kN]	Verifica a taglio $V \leq V_{c,Rd}$	$N_{c,Rd}$ [kN]	$M_{c,Rd}$ [kNm]	a	n	$M_{N,Rd}$ [kNm]	Verifica a pressoflessione $M \leq M_{N,Rd}$	Verifica % taglio sollecitante $V/V_{c,Rd} < 0.5$	Verifica a sforzo normale $N \leq N_{c,Rd}$
6statica	STAB. STATICA SLU ECC	1'	253.3	10.1	9.5	1294.4	252.67	ok	687	17.76	0.3004	0.3684	13.199	ok	ok	ok
		2'	253.4	10.8	10.2	1294.4	252.67	ok	687	17.76	0.3004	0.3687	13.195	ok	ok	ok
		3'i	354.6	13.7	8.4	1294.4	252.67	ok	687	17.76	0.3004	0.5158	10.119	ok	ok	ok
5a sismica	STAB. SISMICA SLV+	1'	82.2	6.0	4.1	1294.4	252.67	ok	687	17.76	0.3004	0.1196	17.760	ok	ok	ok
		2'	118.5	8.1	4.7	1294.4	252.67	ok	687	17.76	0.3004	0.1724	17.297	ok	ok	ok
		3'i	250.8	6.9	5.7	1294.4	252.67	ok	687	17.76	0.3004	0.3648	13.274	ok	ok	ok
5b sismica	STAB. SISMICA SLV	1'	78.5	5.6	3.8	1294.4	252.67	ok	687	17.76	0.3004	0.1141	17.760	ok	ok	ok
		2'	56.9	7.8	4.6	1294.4	252.67	ok	687	17.76	0.3004	0.0827	17.760	ok	ok	ok
		3'i	336.5	24.4	10.3	1294.4	252.67	ok	687	17.76	0.3004	0.4894	10.670	ok	ok	ok

Dati Micropalo	
$\phi_{esterno} =$	88.9 mm
spessore =	8 mm
$f_{yk} =$	355 MPa
$\gamma_{M0} =$	1.05
Area =	2033.24 mm ²
$W_{pl} =$	52529.15 mm ³

-	COMPRESSIONE
+	TRAZIONE

8.8. VERIFICHE STRUTTURALI CORDOLO SOMMITALE

8.8.1. SLU, SLV – Pressoflessione

Con riferimento:

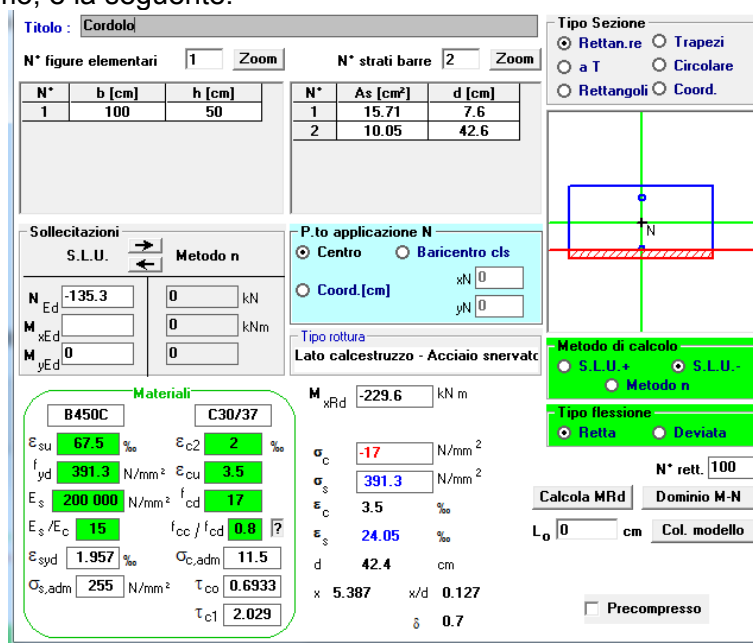
- alle caratteristiche dei materiali indicate al paragrafo 4.1 e 4.2 ed in particolare:
 - classe di esposizione secondo UNI 206: XF4;
 - calcestruzzo: C30/37
- alle caratteristiche geometriche della sezione di calcolo:
 - base = 1000 mm;
 - altezza = 500 mm;
- all'armatura prevista:
 - armatura trasversale estradosso: 5 \emptyset 20 / m;
 - armatura trasversale intradosso: 5 \emptyset 16 / m;
 - armatura longitudinale: \emptyset 16 / 20cm;
 - copriferro: 50 mm;
- alle azioni sollecitanti riportate al paragrafo 2.11.3 ed in particolare in Figura 2.107 e Figura 2.109;

sono state condotte le verifiche a pressoflessione mediante il programma Vca SLU del Prof. Gelfi (paragrafo 5.1).

Sulla base delle azioni calcolate, è possibile individuare le seguenti sollecitazioni per le verifiche strutturali:

- SLU (estradosso):
 $M_{\max} = 162.5 \text{ kNm/m}$;
 $N_{\max} = 135.3 \text{ kN/m}$ (trazione);
- SLV (intradosso):
 $M_{\max} = 7.6 \text{ kNm/m}$;
 $N_{\max} = 6.8 \text{ kN/m}$ (trazione).

La verifica condotta per lo SLU (estradosso cordolo), combinando momento massimo e sforzo di trazione massimo, è la seguente:



Titolo: Cordolo

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	15.71	7.6
			2	10.05	42.6

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed} -135.3 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Materiali
 B450C C30/37
 E_{su} 67.5 ‰ E_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² E_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 E_{syd} 1.957 ‰ C_{c,adm} 11.5
 C_{s,adm} 255 N/mm² T_{co} 0.6933
 T_{c1} 2.029

M_{xRd} -229.6 kN m
 σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 24.05 ‰
 d 42.4 cm
 x 5.387 x/d 0.127
 δ 0.7

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello
 Precompresso

Da tale verifica si nota come il momento resistente ad estradosso cordolo $M_{xRd} = 229.6 \text{ kNm}$ risulta superiore al massimo valore del momento sollecitante $M_{Ed} = M_{\max} = 162.5 \text{ kNm}$; la **verifica** risulta pertanto **soddisfatta**.

La verifica per la combinazione SLV è condotta confrontando il momento massimo M_{\max} ad intradosso cordolo con quello resistente massimo in campo sostanzialmente elastico M_{yd} . Per la sezione di calcolo risulta $M_{yd} = 154.2 \text{ kNm} > M_{Ed} = M_{\max} = 7.6 \text{ kNm}$; la **verifica** risulta pertanto **soddisfatta**.

8.8.2. SLU, SLV – Taglio

Sulla base delle azioni riportate in Figura 2.107 e Figura 2.108, la combinazione di verifica a taglio è la seguente:

- SLU/SLV:
 $V_{\max} = 144.2 \text{ kN/m}$
 $N = 135.3 \text{ kN/m}$ (trazione).

Nel seguito è riportato il calcolo della resistenza di progetto a taglio in accordo al paragrafo 4.1.2.3.5.1 del DM 17/01/18, ovvero con riferimento a elementi senza armature trasversali resistenti a taglio.

Verifica di sezione rettangolare c.c.a.n. staffata soggetta a taglio semplice			
Dati			
b	1000	mm	larghezza dell'anima resistente a taglio
h	500	mm	altezza
d	426	mm	altezza utile
f _{ck}	30	N/mm ²	resistenza caratt. a compressione del calcestruzzo
f _{yd}	391	N/mm ²	resistenza di progetto dell'acciaio
f _{cd}	17.00	N/mm ²	resistenza di progetto del calcestruzzo
f _{cd}	8.50	N/mm ²	resistenza a compressione ridotta del cls d'anima
A _{sl}	1005	mm ²	armatura longitudinale
k	1.69		fattore di ingranamento
v _{min}	0.42	N/mm ²	tensione resistente minima
ρ _l	0.0024		rapporto geom. di armatura longit.
N _{ed}	-135300	N	sforzo di compressione di progetto nella sezione
σ _{cp}	-0.27	N/mm ²	tensione media di compressione nella sezione
α _c	1.00		coefficiente maggiorativo
Resist. a taglio della trave non armata e armatura minima			
V _{rd}	161.36	kN	resist. a taglio della trave in assenza di apposita armatura

Da tale verifica si nota come la resistenza di progetto a taglio $V_{Rd} = 161.4 \text{ kN}$ risulta superiore al massimo valore del taglio agente $V_{Ed} = V_{\max} = 144.2 \text{ kN}$; la **verifica** risulta pertanto **soddisfatta**.

8.8.3. SLE – Pressoflessione

Per le verifiche agli SLE, le sollecitazioni di riferimento sono riportate nel paragrafo 2.11.3 ed in particolare in Figura 2.107 e Figura 2.109; tali azioni vengono considerate corrispondenti alla combinazione quasi permanente.

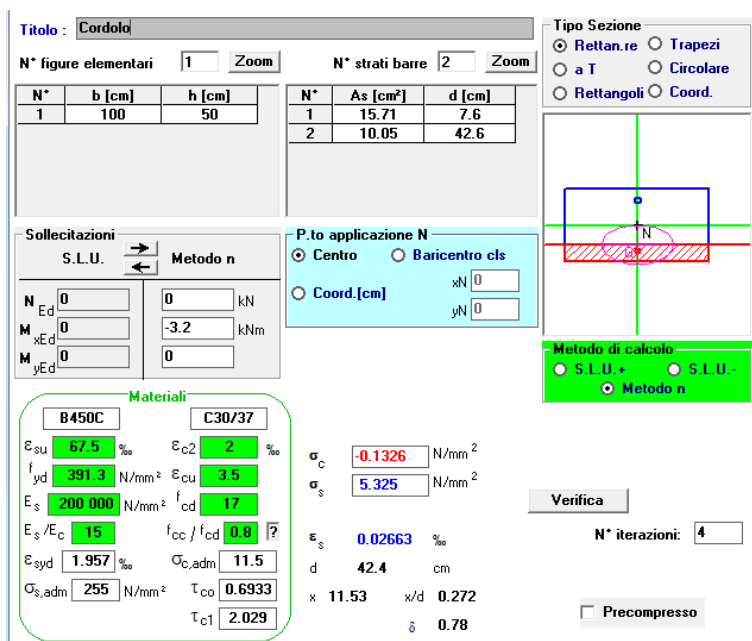
E' necessario verificare le tensioni di esercizio, ovvero (vedi paragrafo 4.1.2.2.5 del DM 17/01/18):

- tensione massima di compressione del calcestruzzo secondo le seguenti limitazioni:
 $\sigma_c < 0.45 f_{ck} = 13.5 \text{ MPa}$ per la combinazione quasi permanente;
- tensione massima dell'acciaio:
 per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica, considerata nel caso in esame coincidente con quella quasi permanente, la tensione massima σ_s deve rispettare la limitazione seguente:
 $\sigma_s < 0,8 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$.

Le combinazioni di calcolo considerate sono le seguenti:

- $M_{\max} - N=0$:
 - $M_{\max} = 3.2 \text{ kNm/m}$ (estradosso);
 - $N = 0$ (cautelativo per le tensioni dell'acciaio essendo il cordolo sempre compresso).

Nel seguito le tensioni di esercizio determinate:



Titolo: Cordolo

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	50	1	15.71	7.6
			2	10.05	42.6

Tipologia Sezione:
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni:
 S.L.U. Metodo n
 N_{Ed}: 0 kN 0 kN
 M_{xEd}: 0 kNm -3.2 kNm
 M_{yEd}: 0 kNm 0 kNm

P.to applicazione N:
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Materiali:
 B450C C30/37
 ε_{su}: 67.5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391.3 N/mm² ε_{cu}: 3.5 ‰
 E_s: 200 000 N/mm² f_{cd}: 17 N/mm²
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 0.8
 ε_{syd}: 1.957 ‰ σ_{c,adm}: 11.5 N/mm²
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0.6933
 τ_{c1}: 2.029

σ_c: -0.1326 N/mm²
 σ_s: 5.325 N/mm²

ε_s: 0.02663 ‰
 d: 42.4 cm
 x: 11.53 x/d: 0.272
 δ: 0.78

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Le verifiche delle tensioni di acciaio e calcestruzzo risultano pertanto **soddisfatte**.

8.8.4. SLE – Fessurazione

In riferimento alla Norma (par. 4.1.2.2.4; Tab. 4.1.III e 4.1.IV) si adotta per il caso in esame:

- condizioni ambientali: molto aggressive;
- armatura: poco sensibile;
- combinazione azioni: Frequente ↔ Quasi permanente; ⇒ $w = w_1 = 0.2 \text{ mm}$;
- azioni riportate al paragrafo 8.8.3.

Con riferimento alla tabella C4.1.II della Circolare 2 febbraio 2009, n. 617, si determina il valore massimo $\sigma_{s,\max}$ della tensione nell'acciaio, in relazione al diametro delle barre resistenti impiegate, che implica il controllo della fessurazione considerando il valore nominale dell'apertura delle fessure w_1 :

- Ø20 mm: $\sigma_{s,\max} = 182.2 \text{ MPa}$.

Confrontando la tensione nell'acciaio determinata nella combinazione di riferimento allo SLE con quella massima suddetta, risulta che la **verifica a fessurazione** è **soddisfatta**.

La disposizione delle barre di armatura rispetta inoltre la spaziatura massima definita dalla tabella C4.1.III della Circolare n. 617.

8.9. VERIFICHE A PUNZONAMENTO CORDOLO

Le azioni in testa micropali in base allo stato limite considerato sono riportate nella tabella seguente.

Tabella 8.5: Azioni assiali in testa micropali.

		-	COMPRESSIONE		
		+	TRAZIONE		
Fase		Micropalo	N [kN/m]	interasse [m]	N [kN/palo]
6statica	STAB. STATICA SLU ECC	1'	-306.3	0.75	-229.7
		2'	91.57	0.75	68.7
		3'i	234.11	1.5	351.2
5a sismica	STAB. SISMICA SLV+	1'	-50.6	0.75	-38.0
		2'	-29.88	0.75	-22.4
		3'i	69.24	1.5	103.9
5b sismica	STAB. SISMICA SLV-	1'	-44.8	0.75	-33.6
		2'	-23.92	0.75	-17.9
		3'i	70.9	1.5	106.4

Con riferimento al paragrafo 4.1.2.3.5.1 inerente gli elementi senza armature trasversali resistenti a taglio, la verifica a punzonamento viene condotta cautelativamente considerando come resistenza a taglio/punzonamento il seguente valore:

$$V_{Rd} = v_{min} \cdot A$$

dove:

- $v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot \sqrt{f_{ck}}$
 - $k = 1 + (200 / d)^{1/2} \leq 2$

con

- d = altezza utile della sezione in mm;
- A = area laterale del solido di calcestruzzo considerato nella verifica (si ipotizza il solido poliedrico e la piastra presente in testa micropalo di forma quadrata di lato 250mm); tale area laterale è determinata ipotizzando una diffusione delle tensioni all'interno del calcestruzzo con angolo $\leq 30^\circ$ come indicato negli schemi;
- $f_{ck} = 30$ MPa.

8.9.1. Micropalo inclinato n. 3'i

Il micropalo inclinato tipo 3'i è vincolato al cordolo.

L'azione assiale in testa è sempre di trazione allo SLU/SLV con valore massimo
 $N_{Ed} = 351.2 \text{ kN}$ (trazione).

Lo schema di riferimento per la verifica a punzonamento è riportato nella figura seguente.

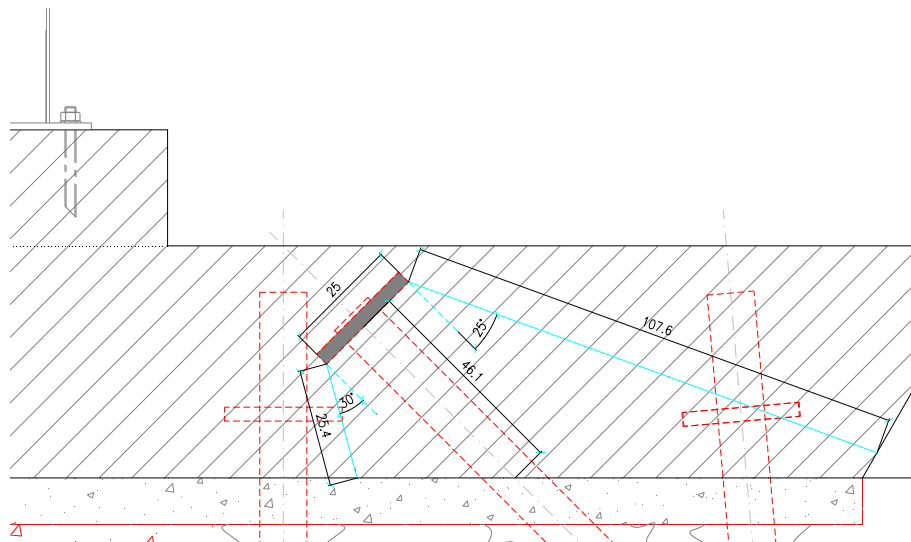


Figura 8.1: Schema di riferimento per verifica punzonamento micropalo 3'i (misure in cm); in azzurro le linee di diffusione delle tensioni.

La valutazione della resistenza a taglio/punzonamento determinata in accordo al criterio esposto in precedenza è la seguente:

- $d = 461 \text{ mm} \Rightarrow k = 1.659 \Rightarrow v_{\min} = 0.410 \text{ MPa}$;
- $A = 915178 \text{ mm}^2$;
- $V_{Rd} = 374.8 \text{ kN}$.

La **verifica a punzonamento** risulta **soddisfatta** essendo $V_{Rd} > N_{Ed}$.

8.9.2. Micropali verticale n. 1'

L'azione assiale in testa è sempre di compressione allo SLU/SLV con valore massimo:

$N_{Ed} = 229.7 \text{ kN}$ (compressione – micropalo 1').

Lo schema di riferimento per la verifica a punzonamento è riportato nella figura seguente.

8.11. VERIFICHE GEOTECNICHE DI CAPACITÀ PORTANTE DEI TIRANTI PASSIVI (MICROPALI INCLINATI)

Il calcolo viene condotto il DM 17/01/2018 Par.6.6.2, adottando come azioni di calcolo ai fini delle verifiche quelle determinate in precedenza nelle combinazioni SLU/SLV, assunte coerenti con la combinazione A1+M1+R3.

8.11.1. Azioni di calcolo

Per il micropalo 3'i soggetto a trazione, in Tabella 8.4 sono riportate le azioni massime di trazione.

8.11.2. Lunghezza della fondazione:

Dalle figure in cui sono riportate le azioni assiali sui micropali per gli stati limite considerati:

- SLU: Figura 2.92;
- SLV+: Figura 2.98;
- SLV-: Figura 2.104;

ed in particolare dall'andamento dello sforzo assiale lungo il singolo micropalo, è possibile individuare il tratto di "fondazione", ovvero quello in cui si ha il trasferimento della sollecitazione dall'ancoraggio al terreno.

8.11.3. Parametri geotecnici

Per quanto concerne la tensione tangenziale di progetto si rimanda alla Tabella 6.1.

In particolare, per le unità di substrato 2a e 2b è stata assunta una resistenza specifica laterale micropali-terreno $\tau = 300$ kPa.

8.11.4. Resistenza di progetto a trazione del tirante.

Le fondazioni dei micropali/barre interessano le unità 2a e 2b.

La resistenza a trazione del tirante è determinata con la formula:

$$R_{a,d} = \frac{R_{a,k}}{\gamma_R}$$

Con:

- $R_{a,k} = \min \left\{ \frac{(R_{a,cal})_{media}}{\xi_{a3}} ; \frac{(R_{a,cal})_{min}}{\xi_{a4}} \right\}$
- dove R_{cal} viene determinata considerando una resistenza specifica laterale micropali-terreno $\tau = 300$ kPa;
- ξ_{a3} e ξ_{a4} : coefficienti che dipendono dal numero di verticali di indagini considerate, ovvero dall'affidabilità della caratterizzazione geotecnica nel volume significativo; nel caso in esame è disponibile un numero di indagini ≥ 5 e di conseguenza, $\xi_{a-massimo} = 1.6$;
- $\gamma_R = 1.2$ (tiranti permanenti).

Risulta pertanto per i micropali (diametro perforazione = 160 mm):

- $R_{cal} = 150.8$ kN/m;
- $\xi_a = 1.6$;

- $\gamma_R = 1.2$;
- $R_d = 78.5$ kN/m di fondazione.

8.11.5. Verifica della fondazione dei tiranti

Nel seguito viene determinata la lunghezza minima (L_{min}) della fondazione dei tiranti (micropali e barre) e confrontata con quella disponibile (L_{disp}) in base allo schema di progetto.

La verifica è soddisfatta quanto $L_{disp} > L_{min}$.

Tabella 8.6: Verifica della fondazione dei tiranti.

Elemento	N_{Ed} (trazione) [kN]	R_d [kN/m]	L_{min} [m]	L_{disp} [m]	Verifica
Micropalo 3'i SLU	354.6	78.5	4.52	13.3	OK
Micropalo 3'i SLV-	336.5	78.5	4.29	5.5	OK

8.12. VERIFICHE GEOTECNICHE DI STABILITÀ GLOBALE

Le verifiche di stabilità globale costituiscono il fattore dimensionante degli interventi di consolidamento e presidio.

Infatti, i livelli prestazionali di progetto dell'opera devono essere tali da garantire le condizioni di sicurezza delle scarpate stradali in accordo a quanto previsto dalla normativa vigente per i fronti di scavo e rilevati (paragrafi 6.8.6 e 7.11.4 del D.M. 17.01.2018).

Tali verifiche sono pertanto implicitamente soddisfatte per la procedura di dimensionamento delle opere adottata, come riepilogato nel seguito.

Combinazioni statiche fondamentali agli Stati Limite Ultimi (SLU)

Come indicato nel paragrafo 2.7.1, "Dal momento che scopo dell'intervento è il consolidamento/presidio del sedime stradale nei confronti della stabilità, i carichi allo SLU a cui sono soggette le opere sono quelli desunti dalla verifica di stabilità globale della scarpata condotta in accordo al paragrafo 6.8.2 della normativa.

In particolare, le azioni di progetto allo SLU sono rappresentate da quelle necessarie a garantire idonea stabilità, valutate a seguito della verifica di stabilità globale in condizione statica, ovvero secondo la combinazione 2:

$$A2+M2+R2$$

con le seguenti assunzioni:

- coefficienti parziali sulle azioni in accordo alla Tab. 6.2.I della norma;
- coefficienti parziali sui parametri geotecnici secondo la Tab. 6.2.II della norma;
- resistenze di progetto con coefficiente parziale $\gamma_R = 1.1$ (Tab. 6.8.I della norma)."

Combinazioni sismiche fondamentali agli stati limite ultimi (stato limite di salvaguardia - SLV)

Come indicato nel paragrafo 2.7.3, "Dal momento che scopo dell'intervento è il consolidamento/presidio del sedime stradale nei confronti della stabilità, i carichi allo SLV a cui sono soggette le opere sono quelli desunti dalla verifica di stabilità globale della scarpata condotta in accordo al paragrafo 7.11.4 della normativa.

In particolare, le azioni di progetto allo SLV sono rappresentate da quelle necessarie a garantire idonea stabilità, valutate a seguito della verifica di stabilità globale in condizione sismica, ovvero secondo la combinazione 2:

$$A2+M2+R2$$

con le seguenti assunzioni:

- coefficienti parziali sulle azioni unitari;
- coefficienti parziali sui parametri geotecnici unitari;
- resistenze di progetto con coefficiente parziale $\gamma_R = 1.2$.

Tali aspetto sono stati analizzati con il software agli elementi finiti Plaxis 2018. Si riportano nel seguito le immagini delle relative fasi di calcolo.

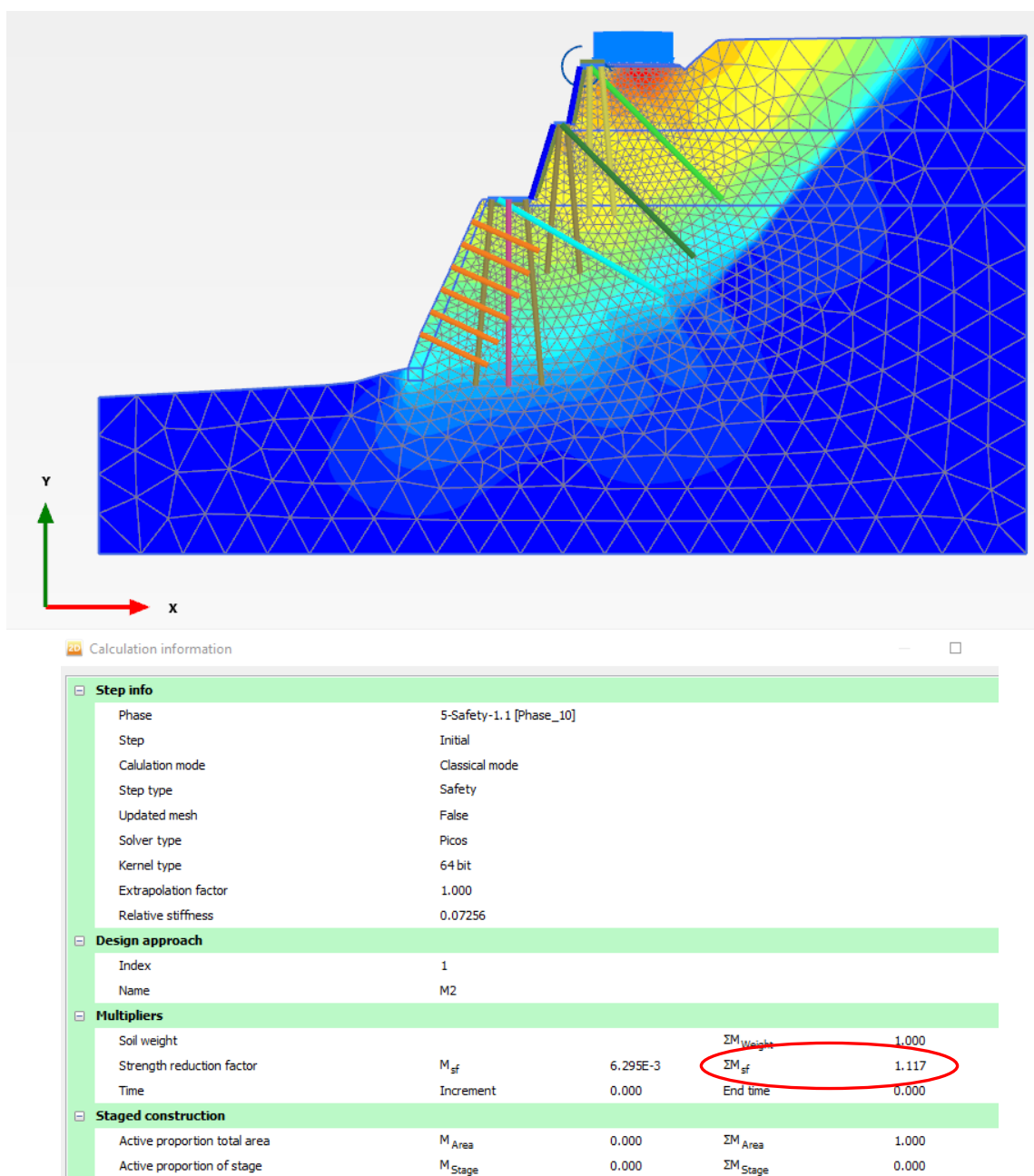
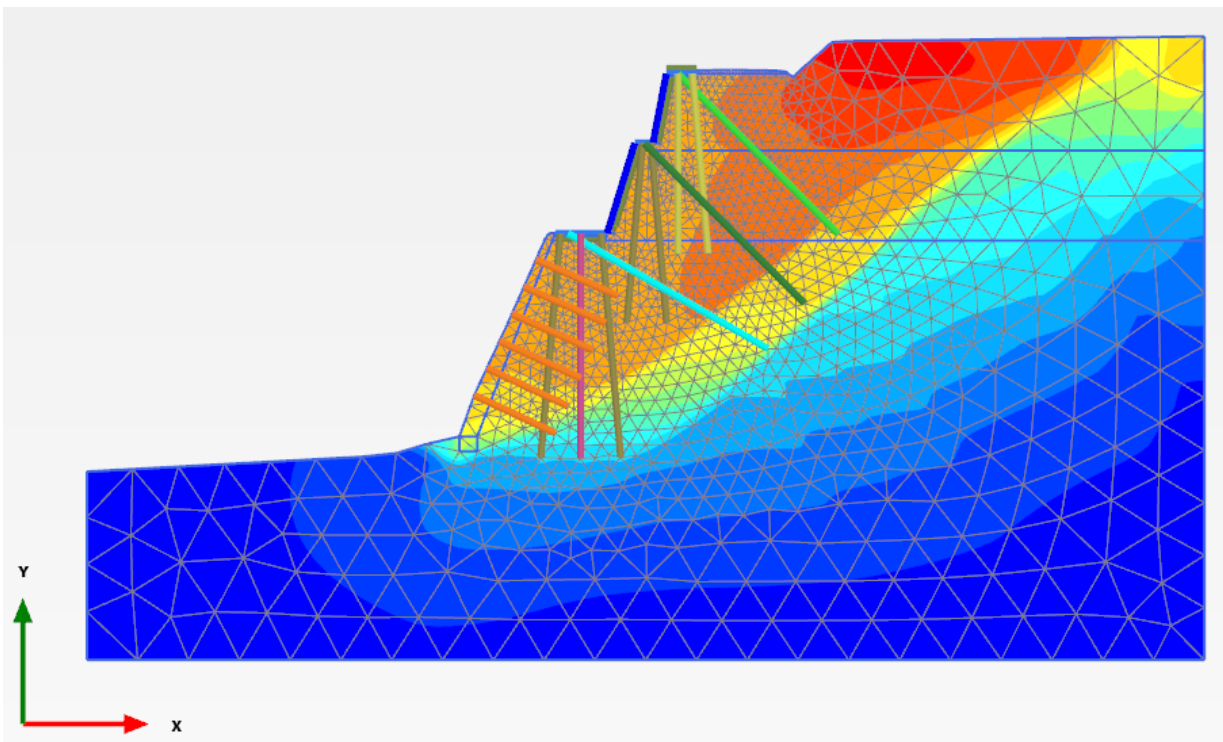


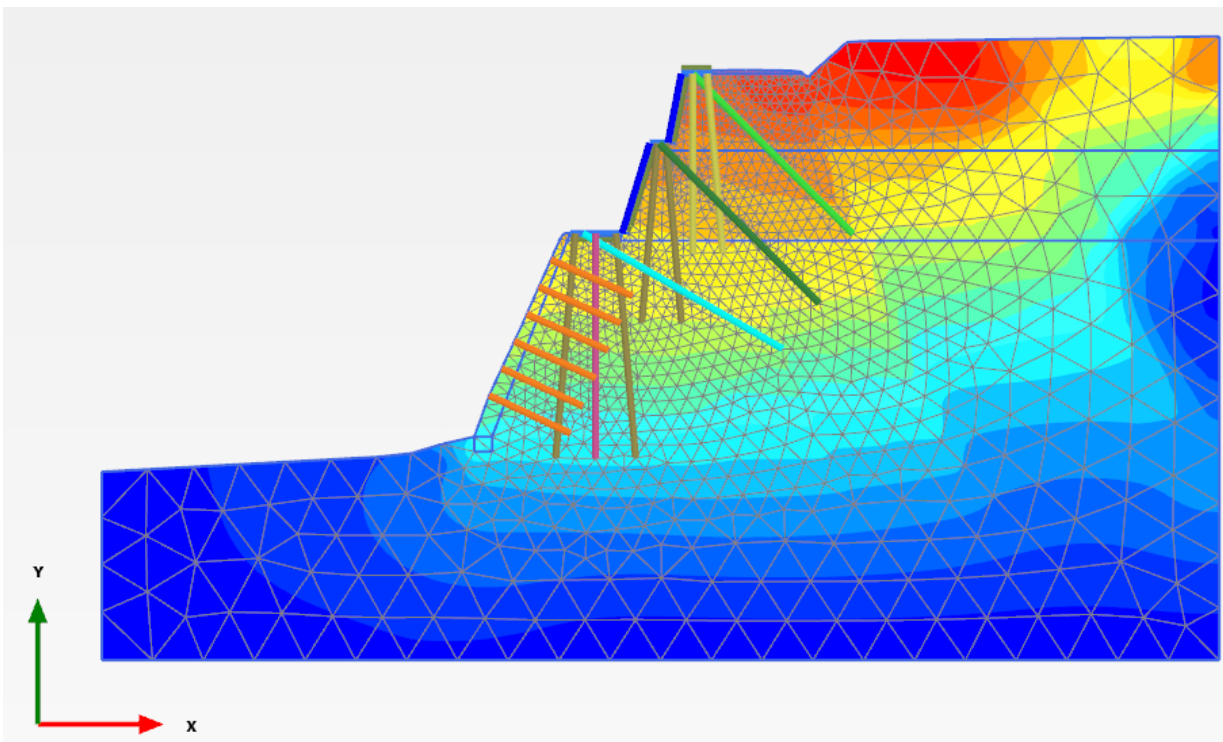
Figura 8.3: Verifica di stabilità globale in condizione statica SLU, dimensionante per le opere in progetto (FS= 1.117 \geq 1.100)



2D Calculation information

Step info				
Phase	6-SLV+_Safety-1.2 [Phase_14]			
Step	Initial			
Calculation mode	Classical mode			
Step type	Safety			
Updated mesh	False			
Solver type	Picos			
Kernel type	64 bit			
Extrapolation factor	1.000			
Relative stiffness	0.04751			
Design approach				
Index	1			
Name	M2			
Multipliers				
Soil weight			ΣM_{weight}	1.000
Strength reduction factor	M_{sf}	1.137E-3	ΣM_{sf}	1.200
Time	Increment	0.000	End time	0.000

Figura 8.4: Verifica di stabilità globale in condizione sismica SLV+, dimensionante per le opere in progetto ($FS = 1.200 \geq 1.200$).



2D Calculation information

Step info				
Phase	7-SLV_Safety-1.2 [Phase_13]			
Step	Initial			
Calculation mode	Classical mode			
Step type	Safety			
Updated mesh	False			
Solver type	Picos			
Kernel type	64 bit			
Extrapolation factor	1.000			
Relative stiffness	0.06894			
Design approach				
Index	1			
Name	M2			
Multipliers				
Soil weight			ΣM_{weight}	1.000
Strength reduction factor	M_{sf}	4.102E-3	ΣM_{sf}	1.204
Time	Increment	0.000	End time	0.000

Figura 8.5: Verifica di stabilità globale in condizione sismica SLV-, dimensionante per le opere in progetto ($FS = 1.204 \geq 1.200$).