

AUTOSTRADA VALDASTICO

A31 NORD

1° LOTTO

Piovene Rocchette - Valle dell'Astico

PROGETTO DEFINITIVO

CUP G21B1 30006 60005
WBS B25.A31N.L1
COMMESSA J16L1

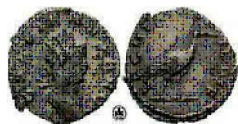
COMMITTENTE



S.p.A. AUTOSTRADA BRESCIA VERONA VICENZA PADOVA
Area Costruzioni Autostradali

CAPO COMMESSA
PER LA PROGETTAZIONE
Dott. Ing. Gabriella Costantini

PRESTATORE DI SERVIZI:
CONSORZIO RAETIA



RAPPRESENTANTE: Dott. Ing. Alberto Scotti

RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE
TRA LE PROVAZIONI SPECIALISTICHE:
Technital S.p.A. - Dott. Ing. Andrea Renso



PROGETTAZIONE:

ROCKSOIL S.p.A.

Il Responsabile
Dott. Ing. Giovanni Cassani



ELABORATO: **OPERE D'ARTE MAGGIORI**
OPERE IN SOTTERANEO
GALLERIA COGOLLO
OPERE DI IMBOCCO - RELAZIONE DI CALCOLO

Progressivo Rev.
07 02 04 003 02

Rev.	Data	Descrizione	Redazione	Controllo	Approvazione	SCALA: --
00	MARZO 2017	PRIMA EMISSIONE	ROCKSOIL - ZIMBALDI	AMADI	GATTI	NOME FILE: J16L1_07_02_04_003_0101_OPD_02.doc
01	GIUGNO 2017	REVISIONE PER VERIFICA	ROCKSOIL - ZIMBALDI	AMADI	GATTI	CM. PROGR. FG. LIV. REV. J16L1_07_02_04_003_0101_OPD_02
02	LUGLIO 2017	RECEPIMENTO OSSERVAZIONI	ROCKSOIL - ZIMBALDI	AMADI	GATTI	

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO
PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

Committente:



Progettazione:

CONSORZIO RAETIA



PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE TECNICA

Opere in sotterraneo

Galleria Cogollo

Opere di imbocco - Relazione di calcolo

INDICE

1	INTRODUZIONE	9
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	11
3	SOFTWARE UTILIZZATI	12
	3.1 PARATIE PLUS	12
	3.2 MAX 10.10	13
4	DESCRIZIONE DELL’INTERVENTO	15
	4.1 PARATIA IN PALI – Imbocco sud	15
	4.2 PARATIA IN MICROPALI – Imbocco nord	16
	4.3 FASI ESECUTIVE	17
5	INQUADRAMENTO GEOLOGICO	19
6	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	21
	6.1 RESISTENZA DEI MATERIALI	22
7	DEFINIZIONE DEI CARICHI AGENTI	24
	7.1 SPINTA DEL TERRENO	24
	7.2 CARICO IDRAULICO	24
	7.3 CARICO SISMICO	24
8	CRITERI DI VERIFICA	26
	8.1 Stati limite ultimi (S.L.U.)	26
	8.2 Stati limite di esercizio (S.L.E.)	29
	8.2.1 <i>Verifica a Fessurazione</i>	30
	8.3 Tiranti	31
	8.4 Trave di ripartizione	34
9	ANALISI NUMERICHE	36
	9.1 FASI DI CALCOLO	37
	9.2 PARAMETRI GEOTECNICI	38
10	IMBOCCO COGOLLO SUD	42
	10.1 VERIFICA DEI PALI	42
	10.1.1 <i>Spostamenti</i>	42
	10.1.1 <i>Verifiche a pressoflessione</i>	42
	10.1.2 <i>Verifiche a taglio</i>	44
	10.2 VERIFICA DEI TIRANTI	45
	10.2.1 <i>Verifiche dei trefoli</i>	45

10.2.2	<i>Verifiche della lunghezza libera e dell’ancoraggio</i>	47
10.3	VERIFICA DELLE TRAVI DI RIPARTIZIONI	50
10.4	VERIFICA DELLA TRAVE DI TESTA	55
11	IMBOCCO COGOLLO NORD	56
11.1	VERIFICA DEI MICROPALI	56
11.1.1	<i>Spostamenti</i>	56
11.1.2	<i>Verifiche a flessione e taglio</i>	56
11.2	VERIFICA DEI TIRANTI	58
11.2.1	<i>Verifiche dei trefoli</i>	58
11.2.2	<i>Verifiche della lunghezza libera e dell’ancoraggio</i>	59
11.3	VERIFICA DELLE TRAVI DI RIPARTIZIONI	61
11.4	VERIFICA DELLA TRAVE DI TESTA	64
12	VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE	67
12.1	Modello di calcolo	67
12.2	Parametri di calcolo	70
12.3	Risultati	71
13	IMBOCCO COGOLLO NORD – MURO DEFINITIVO	76
13.1	VERIFICHE GEOTECNICHE	77
13.2	Verifica strutturale muro	79
13.2.1	<i>Verifica allo SLU</i>	80
13.2.2	<i>Verifica allo SLE</i>	82
14	RILEVATO IN TERRA ARMATA	83
14.1	VERIFICHE INTERNE	84
14.2	VERIFICHE GLOBALI	89
14.2.1	<i>TRASLAZIONE</i>	89
14.2.2	<i>RIBALTAMENTO</i>	90
14.2.3	<i>CAPACITA’ PORTANTE</i>	90
14.2.4	<i>STABILITA’ GLOBALE</i>	91
15	CONCLUSIONI	93
16	ALLEGATI	94
16.1	COGOLLO SUD – 1	94
16.2	COGOLLO SUD – 2	97
16.3	COGOLLO SUD – 3	100
16.4	COGOLLO NORD – 1	103
16.5	COGOLLO NORD – 2	106

Indice delle tabelle

Tabella 1: Coefficienti parziali per le azioni	26
Tabella 2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici	27
Tabella 3: Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi	31
Tabella 4: Valori di α in funzione del tipo di terreno e delle modalità di iniezione (semplice o ripetute)	32
Tabella 5: Sezioni di calcolo	36
Tabella 6: Specifiche - Cogollo sud - 1	36
Tabella 7: Specifiche - Cogollo sud - 2	37
Tabella 8: Specifiche - Cogollo sud - 3	37
Tabella 9: Specifiche - Cogollo nord - 1	37
Tabella 10: Specifiche - Cogollo nord - 2	37
Tabella 11: Stratigrafia per Cogollo Sud	38
Tabella 12: Stratigrafia per Cogollo Nord - 1	40
Tabella 13: Stratigrafia per Cogollo Nord - 2	40
Tabella 14: Spostamenti orizzontali	42
Tabella 15: Armatura	42
Tabella 16: Verifica a pressoflessione SLE – Cogollo sud – 1	44
Tabella 17: Verifica a pressoflessione SLE – Cogollo sud - 2	44
Tabella 18: Verifica a pressoflessione SLE – Cogollo sud – 3	44
Tabella 19: Verifica a taglio – Cogollo sud - 1	44
Tabella 20: Verifica a taglio – Cogollo sud - 2	44
Tabella 21: Verifica a taglio – Cogollo sud – 3	44
Tabella 22: Verifica dei trefoli – Cogollo sud - 1	45
Tabella 23: Verifica dei trefoli – Cogollo sud – 2	46
Tabella 24: Verifica dei trefoli – Cogollo sud - 3	47
Tabella 25: Lunghezza libera dei tiranti – Cogollo sud – 1	47
Tabella 26: Lunghezza libera dei tiranti – Cogollo sud – 2	47
Tabella 27: Lunghezza libera dei tiranti – Cogollo sud - 3	48
Tabella 28: Verifica dell’ancoraggio – Cogollo sud – 1	48
Tabella 29: Verifica dell’ancoraggio – Cogollo sud - 2	49
Tabella 30: Verifica dell’ancoraggio – Cogollo sud – 3	50
Tabella 31: Verifica travi di ripartizione SLU – Cogollo sud – 1	52
Tabella 32: Verifica travi di ripartizione SLU – Cogollo sud – 2	53
Tabella 33: Verifica travi di ripartizione SLU – Cogollo sud – 3	53

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO

Tabella 34: Verifica travi di ripartizione SLE – Cogollo sud – 1	54
Tabella 35: Verifica travi di ripartizione SLE – Cogollo sud – 2	54
Tabella 36: Verifica travi di ripartizione SLE – Cogollo sud – 3	54
Tabella 37: Verifica trave di testa	55
Tabella 38: Spostamenti orizzontali	56
Tabella 39: Armatura	56
Tabella 40: Verifica a flessione e taglio SLU – Cogollo Nord – 1	57
Tabella 41: Verifica a flessione e taglio SLU – Cogollo Nord – 2	57
Tabella 42: Verifica a flessione e taglio SLE – Cogollo Nord – 1	57
Tabella 43: Verifica a flessione e taglio SLE – Cogollo Nord – 2	57
Tabella 44: Verifica dei trefoli – Cogollo Nord - 1	58
Tabella 45: Verifica dei trefoli – Cogollo Nord – 2	59
Tabella 46: Lunghezza libera dei tiranti – Cogollo Nord – 1	59
Tabella 47: Lunghezza libera dei tiranti – Cogollo Nord – 2	59
Tabella 48: Verifica dell’ancoraggio – Cogollo Nord – 1	60
Tabella 49: Verifica dell’ancoraggio – Cogollo Nord - 2	61
Tabella 50: Verifica travi di ripartizione SLU – Cogollo Nord – 1	62
Tabella 51: Verifica travi di ripartizione SLU – Cogollo Nord – 2	63
Tabella 52: Verifica a taglio - travi di ripartizione – Cogollo Nord – 2	63
Tabella 53: Verifica travi di ripartizione SLE – Cogollo Nord – 1	64
Tabella 54: Verifica travi di ripartizione SLE – Cogollo Nord – 2	64
Tabella 55: Verifica trave di testa	65
Tabella 56: Verifica trave di testa	66
Tabella 57: Parametri di progetto – Analisi statica (A2+M2) - Cogollo Sud - 2	70
Tabella 58: Parametri di progetto – Analisi statica (A2+M2) - Cogollo Nord – 2	70
Tabella 59: Parametri di progetto – Analisi sismica (A1+M1) - Cogollo Sud - 2	70
Tabella 60: Parametri di progetto – Analisi sismica (A1+M1) - Cogollo Nord - 2	70
Tabella 61: Analisi di stabilità globale - statica	71
Tabella 62: Analisi di stabilità globale - sismica	71
Tabella 63: Combinazioni di carico	77
Tabella 64: Coefficienti di sicurezza sulle azioni	77
Tabella 65: Coefficienti di sicurezza sulla resistenza dei terreni	77
Tabella 66: Dati per l’analisi sismica	78
Tabella 67: Risultati	78
Tabella 68: Sollecitazioni allo SLU - Paramento	80

Tabella 69: Sollecitazioni allo SLU - Fondazione.....	81
Tabella 70: Verifiche tensionali - Paramento	82
Tabella 71: Verifiche tensionali – Fondazione.....	82
Tabella 72: Dimensionamento rilevato in terra armata – A2M2.....	87
Tabella 73: Dimensionamento rilevato in terra armata – A1M1.....	88
Tabella 74: Dimensionamento rilevato in terra armata – A2M2 + sisma.....	88
Tabella 75: Dimensionamento rilevato in terra armata – A1M1 + sisma.....	89
Tabella 76: Parametri di progetto – Analisi statica (A2+M2)	91
Tabella 77: Parametri di progetto – Analisi sismica (A1+M1)	91
Tabella 78: Analisi di stabilità globale	91

Indice delle figure

Figura 1 - Planimetria imbocco sud	9
Figura 2 - Sezione tipo imbocco sud	9
Figura 3 - Planimetria imbocco nord	10
Figura 4 - Sezione tipo imbocco nord	10
Figura 5 - Interazione suolo – struttura nel programma PARATIE.....	12
Figura 6 - Input di MAX	14
Figura 7 - Sviluppata imbocco sud.....	16
Figura 8 - Sviluppata imbocco nord.....	17
Figura 9 - Stratigrafia imbocco sud.....	19
Figura 10 - Stratigrafia imbocco nord.....	20
Figura 11 - Metodo di Clarke e Birjandi.....	28
Figura 12 - Diagramma per il calcolo del valore di τ_{lim} per terreni incoerenti.....	33
Figura 13 - Diagramma per il calcolo del valore di τ_{lim} per rocce alterate e fratturate.....	33
Figura 14 - Modello “Cogollo sud – 1”.....	38
Figura 15 - Modello “Cogollo sud – 2”	39
Figura 16 - Modello “Cogollo sud – 3”	39
Figura 17 - Modello “Cogollo nord – 1”	40
Figura 18 - Modello “Cogollo nord – 2”	41
Figura 19 - Verifica a pressoflessione SLU – Cogollo sud – 1	43
Figura 20 - Verifica a pressoflessione SLU – Cogollo sud - 2	43
Figura 21 - Verifica a pressoflessione SLU – Cogollo sud – 3	43
Figura 22 - Verifica a flessione – Cogollo Nord – 2.....	63
Figura 23 - Suddivisione in conci del meccanismo di rottura	67

Figura 24 - Forze agenti sul singolo concio.....	68
Figura 25 - Sfruttamento dei tiranti.....	69
Figura 26 - Analisi stabilità statica Cogollo Sud – 2.....	71
Figura 27 - Analisi stabilità sismica Cogollo Sud – 2.....	72
Figura 28 - Analisi stabilità statica Cogollo Nord - 2.....	72
Figura 29 - Analisi stabilità sismica Cogollo Nord – 2.....	73
Figura 30 - Modello di calcolo.....	76
Figura 31 - Superficie critica.....	79
Figura 32 - Andamento tipo delle sollecitazioni sul muro.....	80
Figura 33 - Verifica MN – Paramento.....	81
Figura 34 - Verifica MN – Fondazione.....	81
Figura 35 - Verifica a taglio – Paramento.....	82
Figura 36 - Verifica a taglio – Fondazione.....	82
Figura 37 - Sezione del rilevato con muro in terra armata alla base.....	83
Figura 38 - Schematizzazione del problema.....	83
Figura 39 - Meccanismo di rottura.....	84
Figura 40 - Analisi stabilità statica.....	92
Figura 41 - Analisi stabilità sismica.....	92
Figura 42 - Inviluppo spostamenti SLE.....	94
Figura 43 - Inviluppo momento flettente SLE.....	95
Figura 44 - Inviluppo taglio SLE.....	95
Figura 45 - Inviluppo momento flettente SLU.....	96
Figura 46 - Inviluppo taglio SLU.....	96
Figura 47 - Inviluppo spostamenti SLE.....	97
Figura 48 - Inviluppo momento flettente SLE.....	98
Figura 49 - Inviluppo taglio SLE.....	98
Figura 50 - Inviluppo momento flettente SLU.....	99
Figura 51 - Inviluppo taglio SLU.....	99
Figura 52 - Inviluppo spostamenti SLE.....	100
Figura 53 - Inviluppo momento flettente SLE.....	101
Figura 54 - Inviluppo taglio SLE.....	101
Figura 55 - Inviluppo momento flettente SLU.....	102
Figura 56 - Inviluppo taglio SLU.....	102
Figura 57 - Inviluppo spostamenti SLE.....	103
Figura 58 - Inviluppo momento flettente SLE.....	104

Figura 59 - Inviluppo taglio SLE	104
Figura 60 - Inviluppo momento flettente SLU	105
Figura 61 - Inviluppo taglio SLU	105
Figura 62 - Inviluppo spostamenti SLE	106
Figura 63 - Inviluppo momento flettente SLE	107
Figura 64 - Inviluppo taglio SLE	107
Figura 65 - Inviluppo momento flettente SLU	108
Figura 66 - Inviluppo taglio SLU	108

1 INTRODUZIONE

Oggetto della presente Relazione di Calcolo sono le opere a sostegno degli scavi previste per la realizzazione degli imbocchi della galleria “Cogollo”, nell’ambito del Progetto Definitivo dell’Autostrada A 31 Nord Trento Rovigo – Tronco Trento - Valdastico – Piovene Rocchette.

La galleria naturale e le gallerie artificiali ai 2 imbocchi saranno oggetto di un’apposita relazione tecnica e di calcolo.

All’imbocco sud, l’opera di contenimento degli scavi, costituita da pali di grande diametro, interessa un’area dove sono presenti depositi di ghiaia e sabbia.

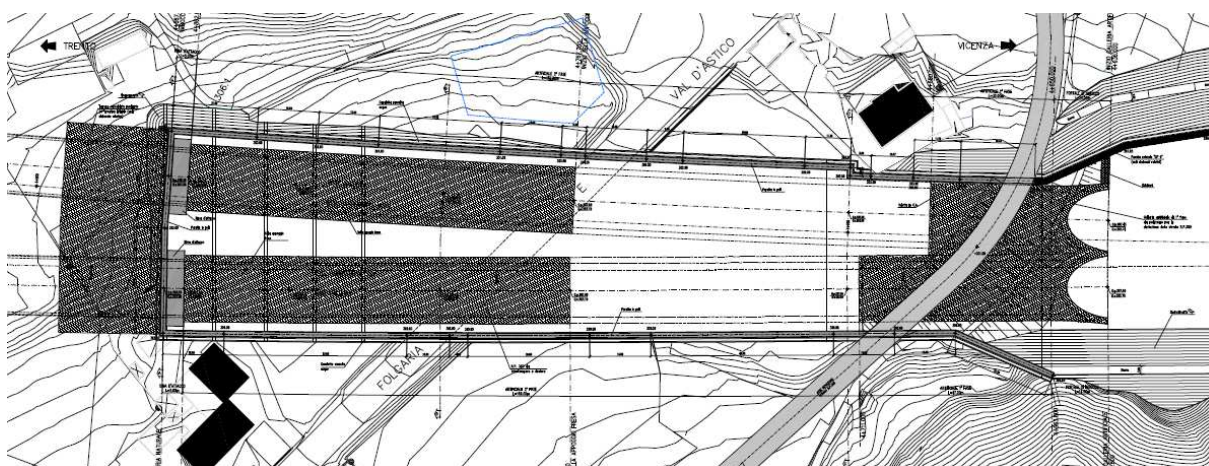


Figura 1 - Planimetria imbocco sud

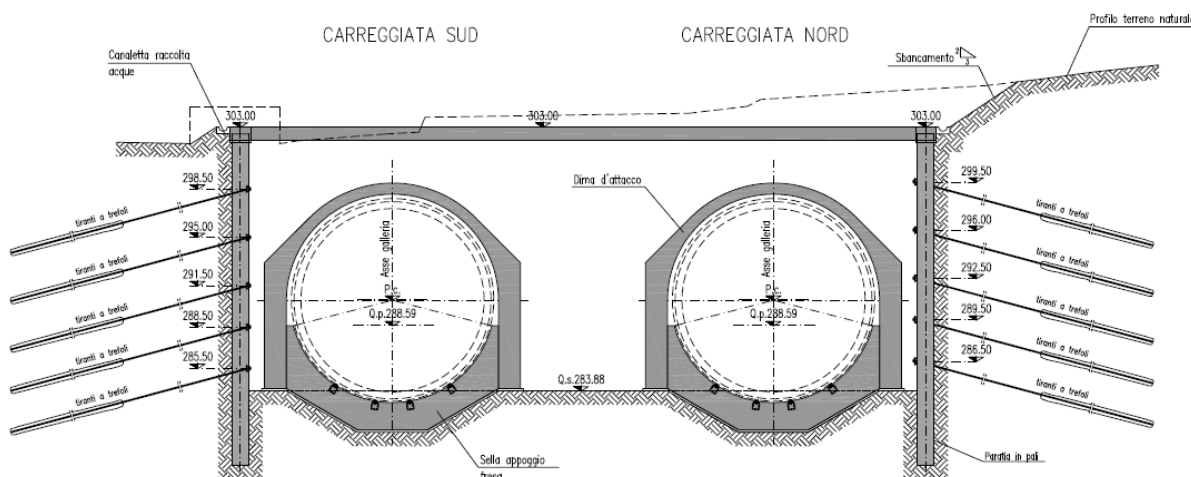


Figura 2 - Sezione tipo imbocco sud

All’imbocco nord, la berlinese in micropali è infissa nello strato di dolomia sottostante i detriti di versante.

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

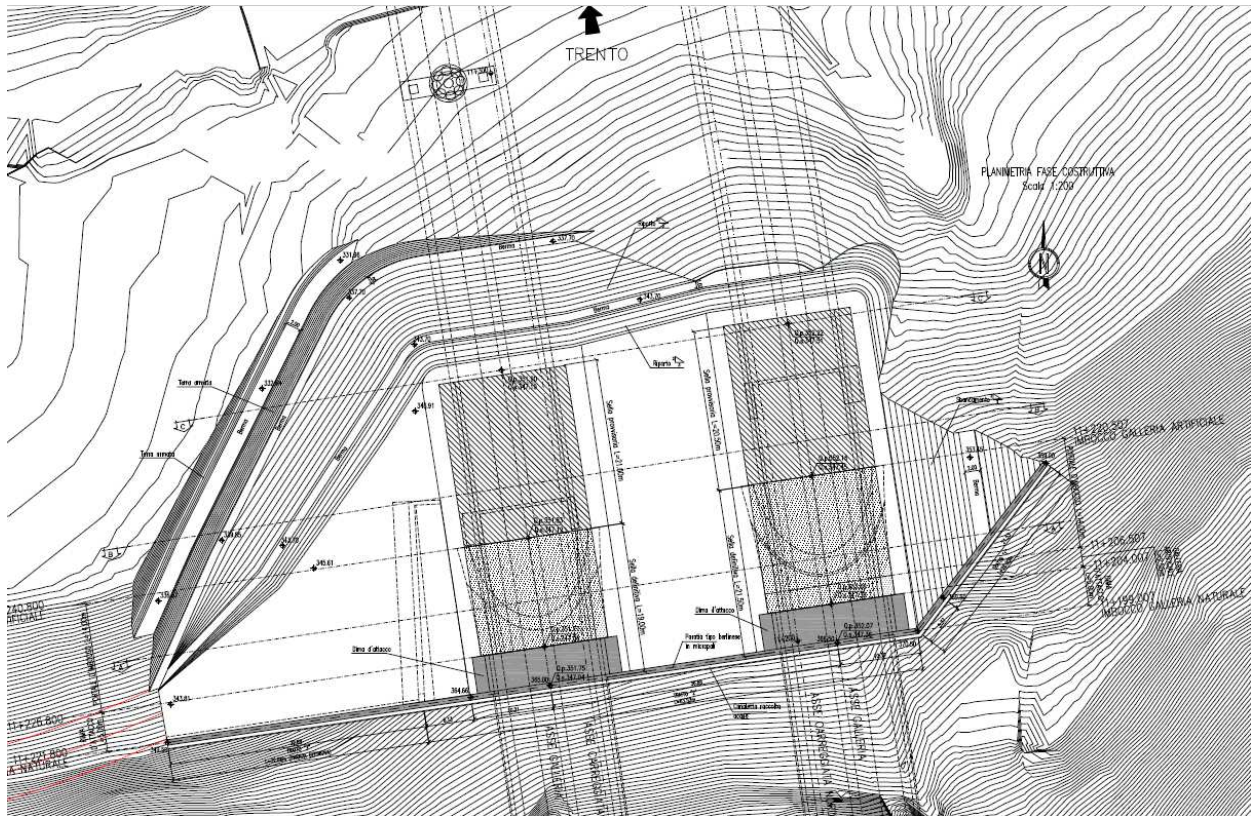


Figura 3 - Planimetria imbocco nord

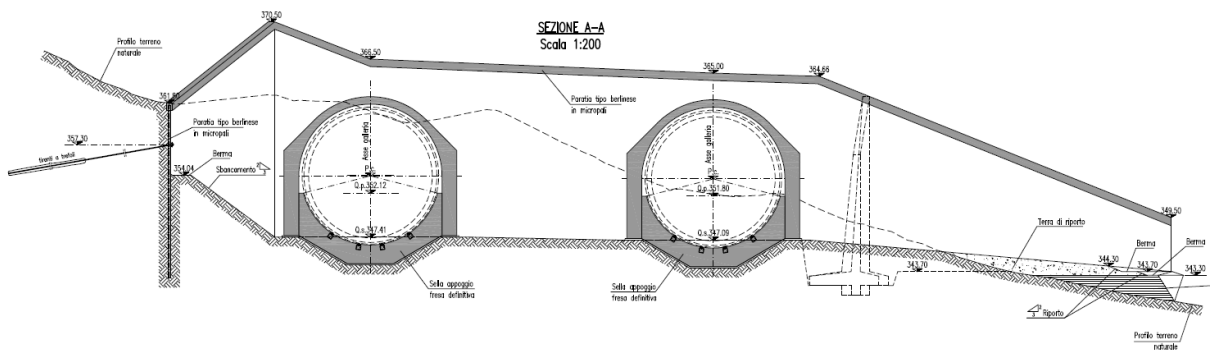


Figura 4 - Sezione tipo imbocco nord

Nel seguito vengono descritte in dettaglio le fasi esecutive per la realizzazione delle opere, si forniscono le caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati e si riportano i risultati delle verifiche statiche condotte

2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le verifiche statiche degli interventi, la redazione della presente relazione e degli elaborati tecnici allegati sono state effettuate nel rispetto della Normativa in vigore e di alcune Raccomandazioni.

I principali riferimenti normativi sono i seguenti:

- D.M. 14/01/2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni” (pubblicato sulla G.U. n.29 – Suppl. Ordinario n.30 – del 4 febbraio 2008);
- EC2_UNI-ENV-1992: “Progettazione Strutture in c.a.”;
- EC3_UNI-ENV-1993: “Progettazione delle strutture in acciaio”;
- EC7_UNI-ENV-1997: “Progettazione geotecnica”;
- EC8_UNI-ENV-1998: “Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture”;
- Ancoraggi nei Terreni e nelle Rocce, Raccomandazioni AGI-AICAP, AGI, Roma, 2012;
- UNI-EN 1537, Esecuzione di lavori geotecnici speciali – Tiranti di ancoraggio;
- Circolare 617 – 2/2/2009.

3 SOFTWARE UTILIZZATI

Nella presente relazione di calcolo si è fatto uso dei seguenti codici di calcolo:

- PARATIE PLUS per Windows, Versione 14.1. Programma per il progetto e la verifica di paratie, CEAS.
- SLOPE / W, Versione 5. Programma per l’analisi di stabilità di pendii, GEO-SLOPE Int. Ltd., Canada.
- MAX 10.10 di Aztec Informatica. Programma per l’analisi di muri

3.1 PARATIE PLUS

Il programma Paratie affronta il problema della simulazione di uno scavo sostenuto da diaframmi flessibili attraverso il metodo degli elementi finiti. La schematizzazione del fenomeno fisico è del tipo “Trave su suolo elastico” detto anche terreno alla Winkler.

La paratia viene rappresentata come elementi trave il cui comportamento flessionale è definito dalla rigidezza flessionale EJ, mentre il terreno viene simulato attraverso elementi elastoplastici monodimensionali (molle) connessi ai nodi delle paratie.

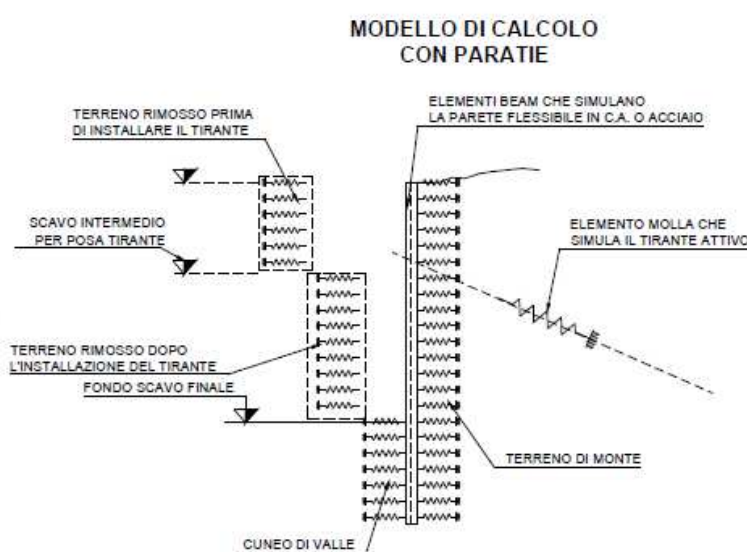


Figura 5 - Interazione suolo – struttura nel programma PARATIE

Con questo modello di calcolo la realizzazione dello scavo sostenuto da paratie tirantate, viene seguita in tutte le varie fasi elencate in precedenza. L’analisi con il modello ad elementi finiti è quindi un’analisi “Statica Incrementale”: ogni passo coincide con una ben precisa configurazione, caratterizzata da una certa quota di scavo, da un certo insieme di tiranti applicati, da una distribuzione di carichi applicati. Poiché il comportamento degli elementi

finiti (terreno) è di tipo elastoplastico, ogni step richiede più iterazioni ed ogni configurazione dipende in generale dalle configurazioni precedenti: lo sviluppo di deformazioni plastiche ad un certo step di carico condiziona la risposta della struttura negli step successivi.

I parametri che caratterizzano il modello possono essere distinti in due classi: parametri di spinta e parametri di deformabilità del terreno.

I parametri di spinta sono il coefficiente di spinta a riposo K_0 , il coefficiente di spinta attiva K_a e il coefficiente di spinta passiva K_p . I parametri di deformabilità del terreno compaiono nella definizione della rigidezza delle molle.

Le due componenti di sforzo verticale ed orizzontale vengono intese come sforzi principali. Viene definita una funzione di plasticità dipendente da esse, e la funzione anzidetta determina i confini di una regione entro la quale è determinato lo stato tensionale. A seconda dello stato in cui l'elemento si trova, esso reagisce con differenti caratteristiche di rigidezza.

Sono possibili tre situazioni:

- Fase elastica: l'elemento si comporta elasticamente; questa fase corrisponde ad una porzione di terreno in fase di scarico-ricarico, sollecitato a livelli di sforzo al di sotto dei massimi livelli precedentemente sperimentati.
- Fase incrudente: l'elemento viene sollecitato a livelli di tensione mai ancora sperimentati.
- Collasso: il terreno è sottoposto ad uno stato di sollecitazione coincidente con i limiti minimo o massimo dettati dalla resistenza del materiale. Questa fase corrisponde a quelle che solitamente vengono chiamate condizioni di spinta attiva o passiva.

3.2 MAX 10.10

Il programma MAX è dedicato all'analisi e al calcolo dei muri di sostegno. I tipi di muri che è possibile analizzare con il programma MAX sono:

- muri a gravità;
- a semigravità;
- muri in calcestruzzo armato.

Dopo aver definito la geometria del muro e la stratigrafia, l'analisi dei carichi, le verifiche di sezione ed il calcolo delle spinte dei terreni verranno effettuate in accordo con le Norme Tecniche 2008. In particolare le verifiche di sezione verranno effettuate secondo gli stati limite ultimi e gli stati limite di esercizio. In tale ambito normativo bisogna impostare i

coefficienti di amplificazione dei carichi o di riduzione delle caratteristiche dei terreni.

Tale norma si basa sul concetto dei coefficienti di sicurezza parziali e considera due famiglie di combinazioni (indicate come A1-M1 e A2-M2).

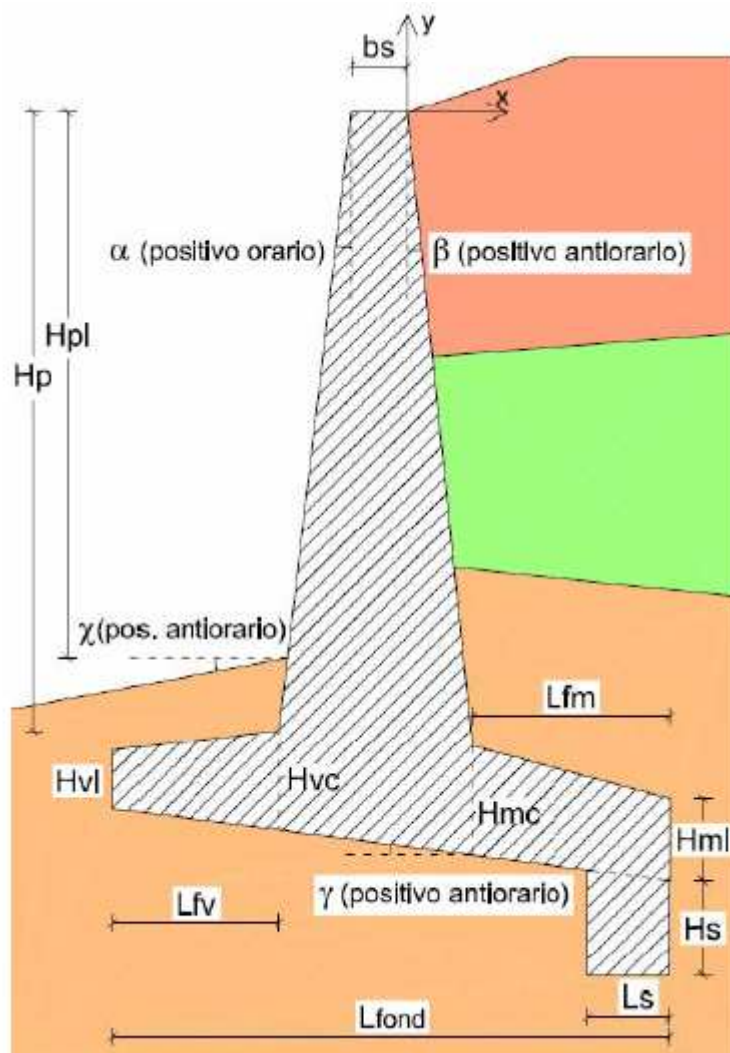


Figura 6 - Input di MAX

Il programma esegue le seguenti verifiche geotecniche per il muro di sostegno:

- verifica al ribaltamento;
- verifica a scorrimento;
- verifica a carico ultimo;
- verifica della stabilità globale.

MAX calcola inoltre le sollecitazioni agenti nel muro, per permetterne il dimensionamento strutturale.

4 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Nel seguito si fornisce una descrizione dei principali interventi previsti per la realizzazione degli imbocchi della Galleria "Cogollo", oggetto di questa relazione; per ulteriori informazioni si rimanda agli appositi elaborati grafici.

4.1 PARATIA IN PALI – Imbocco sud

Quale opera di contenimento degli scavi è stata prevista la realizzazione di una paratia in pali di grosso diametro $\varnothing 1200$ mm, in calcestruzzo armato C28/35, disposti a passo 1400 mm e collegati da una trave di coronamento, anch'essa in calcestruzzo armato C28/35, di dimensioni 150x100 cm.

In fase di realizzazione dei pali, la stabilità dello scavo verrà assicurata dall'utilizzo di una camicia di protezione, costituita da un lamierino di 3mm di spessore.

Con riferimento alle geometrie di progetto, i pali presentano un'altezza massima fuori terra di circa 21 m, un'infissione relativa pari a circa 9 m, per un'altezza totale massima pari a circa 30 m.

I pali sono sostenuti da un intervento di tirantatura disposto su più ordini (al massimo 5); si sono impiegati tiranti aventi 5–6 trefoli (sezione nominale del trefolo 139 mm^2), disposti con passo 2,8 m ed inclinazione di 0° - 15° rispetto alla verticale e di 0° sul piano orizzontale. I tiranti sono a carattere provvisorio; l'iniezione della miscela cementizia dovrà avvenire ad alta pressione e dovrà essere ripetuta.

Le travi di ripartizione dei tiranti saranno realizzate mediante 2 profilati metallici HEB 180/200 accoppiati in acciaio S275.

Gli scavi di sbancamento in corrispondenza della struttura di sostegno hanno pendenza 2:3. Per ulteriori informazioni inerenti gli interventi previsti in corrispondenza dell'imbocco in esame, si rimanda agli appositi elaborati grafici.

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO

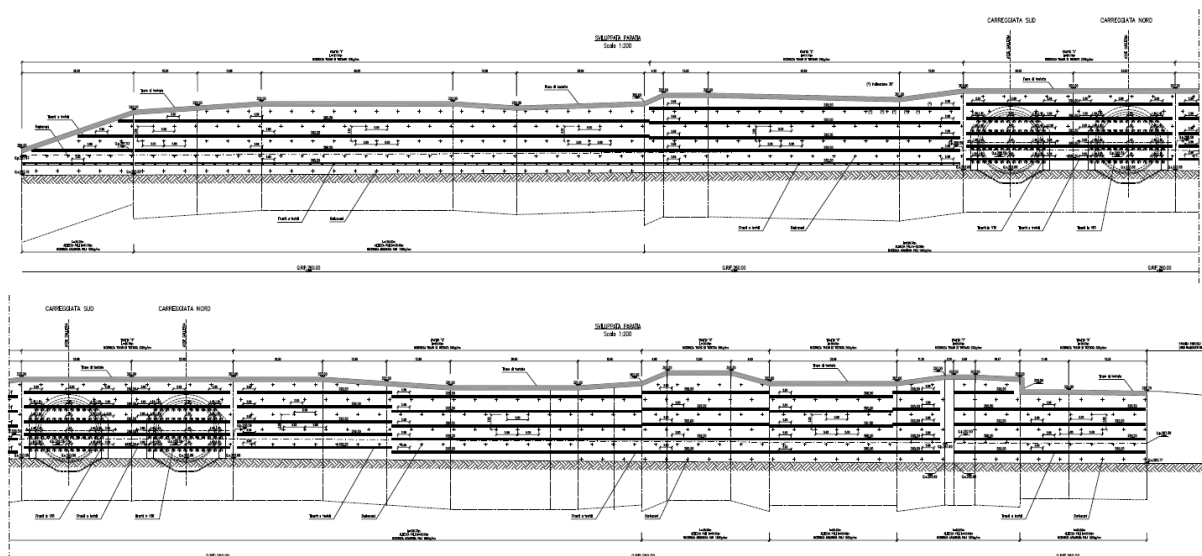


Figura 7 - Sviluppata imbocco sud

4.2 PARATIA IN MICROPALI – Imbocco nord

Quale opera principale di contenimento degli scavi è stata prevista la realizzazione di una paratia tipo “berlinese” in micropali, mediante tubi in acciaio S275 con diametro esterno $\varnothing 193.7$ mm, spessore 16 mm, disposti a passo 400 mm con un preforo $\varnothing \geq 240$ mm e collegati ad una trave di coronamento in calcestruzzo armato C28/35, di dimensioni 70x80 cm.

L’altezza massima fuori terra della paratia è di circa 19.5 m, cui corrisponde un’altezza di infissione pari a circa 4.5 m e una lunghezza totale di 24m.

I micropali sono sostenuti da un intervento di tirantatura disposto su più ordini (al massimo 4); si sono impiegati tiranti aventi 3-4-5-6 trefoli (sezione nominale del trefolo 139 mm²), disposti con passo 2/2.8 m ed inclinazione di 0°-10° rispetto alla verticale e di 0° sul piano orizzontale. I tiranti sono a carattere provvisorio; l’iniezione della miscela cementizia dovrà avvenire ad alta pressione e dovrà essere ripetuta.

Le travi di ripartizione dei tiranti saranno realizzate mediante 2 profilati metallici HEB 160/180 accoppiati in acciaio S275.

A fianco della canna sud è prevista un’area riservata a locali tecnici e la stabilità dello scavo è assicurata da una paratia definitiva tipo “berlinese” in micropali, mediante tubi in acciaio S275 con diametro esterno $\varnothing 168.3$ mm, spessore 25 mm, disposti a passo 500 mm con un preforo $\varnothing \geq 300$ mm e collegati ad una trave di coronamento in calcestruzzo armato C28/35, di dimensioni 70x80 cm.

L'altezza massima fuori terra della paratia è di circa 18.5 m, cui corrisponde un'altezza di infissione pari a circa 4.5 m e una lunghezza totale di 23m.

I micropali sono sostenuti da un intervento di tirantatura disposto su 3 ordini; si sono impiegati tiranti aventi 3-5-6 trefoli (sezione nominale del trefolo 139 mm²), disposti con passo 2 m ed inclinazione di 10° rispetto alla verticale e di 0° sul piano orizzontale. I tiranti sono a carattere permanente; l'iniezione della miscela cementizia dovrà avvenire ad alta pressione e dovrà essere ripetuta.

Le travi di ripartizione dei tiranti saranno realizzate in cemento armato C28/35, di dimensioni 40x60 cm.

In corrispondenza dei micropali si prevede il getto di uno strato di betoncino proiettato, armato con rete elettrosaldata, attraversato da perforazioni in cui sono inseriti tubi drenanti per lo scarico delle acque di filtrazione e per l'intercettazione, con il conseguente abbattimento, del livello della falda acquifera.

Gli scavi di sbancamento in corrispondenza della struttura di sostegno hanno pendenza 2:3.

Per ulteriori informazioni inerenti gli interventi previsti in corrispondenza dell'imbocco in esame, si rimanda agli appositi elaborati grafici.

L'area riservata ai locali tecnici è delimitata da un muro definitivo che permette il ritombamento della canna sud.

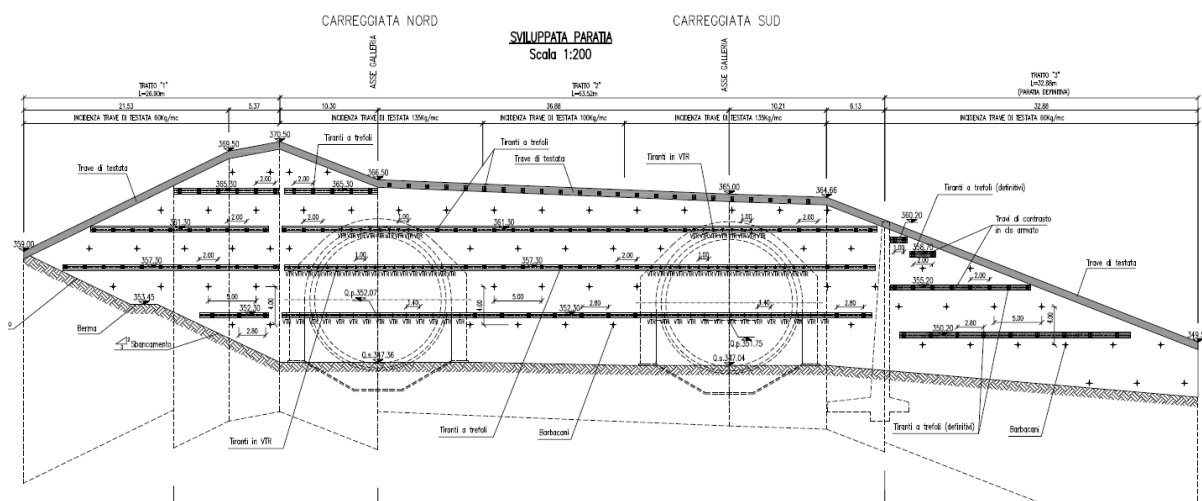


Figura 8 - Sviluppata imbocco nord

4.3 FASI ESECUTIVE

Per la realizzazione della paratia, si prevedono le seguenti fasi operative:

- Realizzazione dei pali/micropali secondo la geometria di progetto ed esecuzione della

trave di testata.

- Scavo fino a 0,50 m sotto la quota del primo ordine di tiranti.
- Realizzazione di uno strato di spritz-beton dello spessore di 10 cm, armato con rete elettrosaldata, sulla superficie di paratia messa a nudo dallo scavo.
- Realizzazione del 1° ordine di tiranti e drenaggi ove previsti.
- Realizzazione degli ordini di tiranti e drenaggi successivi con modalità analoghe alla realizzazione del primo ordine e ripetizione delle fasi seguenti per i successivi ordini di tiranti fino al raggiungimento della quota di fondo scavo.
- Realizzazione della dima di attacco, che ha la funzione di definire la geometria di scavo e di costituire un ulteriore elemento di stabilità della parete nella delicata fase di attacco della galleria naturale.
- Scavo della galleria.
- Ritombamento finale e sistemazione definitiva dell'imbocco.

L'esecuzione dei tiranti dovrà avvenire secondo le seguenti fasi:

- Perforazione secondo la geometria di progetto.
- Posa in opera del tirante, dotato di distanziatori e canne per la successiva iniezione del bulbo di ancoraggio.
- Iniezione della miscela cementizia per la formazione del bulbo di ancoraggio, di lunghezza pari a quella prevista in progetto.
- Iniezione di cementazione secondaria nella parte libera del tirante, tra guaina liscia e parete del foro.
- Tesatura del tirante; prima di procedere al fissaggio della testa sarà necessario attendere la completa maturazione della miscela iniettata per il bulbo di ancoraggio, per un tempo dell'ordine di almeno 72 ore.

5 INQUADRAMENTO GEOLOGICO

L’imbocco sud della Galleria “Cogollo” interessa completamente i depositi glaciali, costituiti da ghiaie eterometriche fino a massi di 1mc circa, immerse in abbondante matrice limoso-sabbioso-argillosa.

Dalla sintesi dei dati raccolti durante le campagne di indagine si evince un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità.

Si riporta di seguito un quadro di sintesi della stratigrafia e per un approfondimento, si rimanda alla relazione geologica.

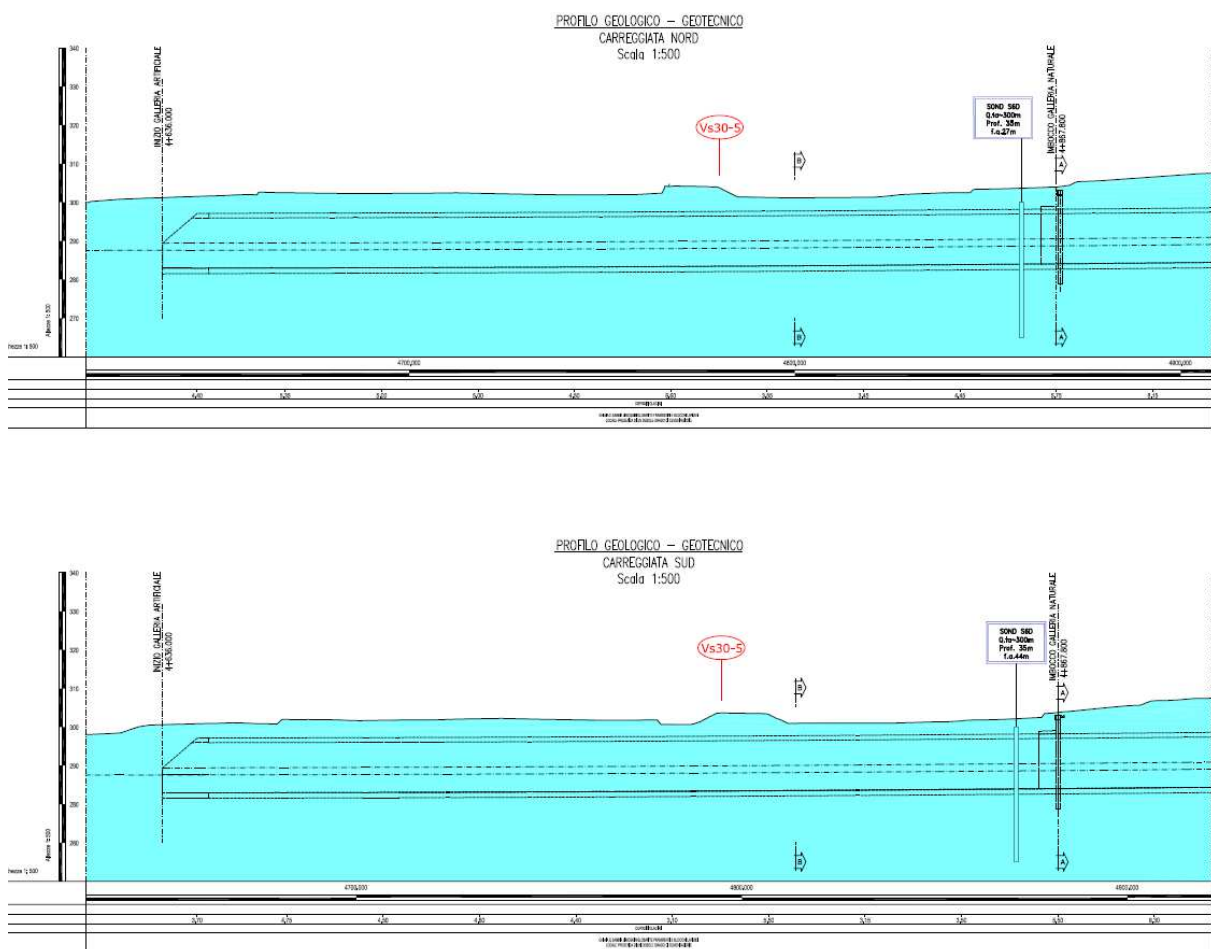


Figura 9 - Stratigrafia imbocco sud

L’imbocco nord della Galleria “Cogollo” risulta principalmente interessato dal substrato roccioso, con detriti ghiaioso-sabbiosi nella parte di calotta.

Dalla sintesi dei dati raccolti durante le campagne di indagine si evince un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità.

Si riporta di seguito un quadro di sintesi della stratigrafia e per un approfondimento, si rimanda alla relazione geologica.

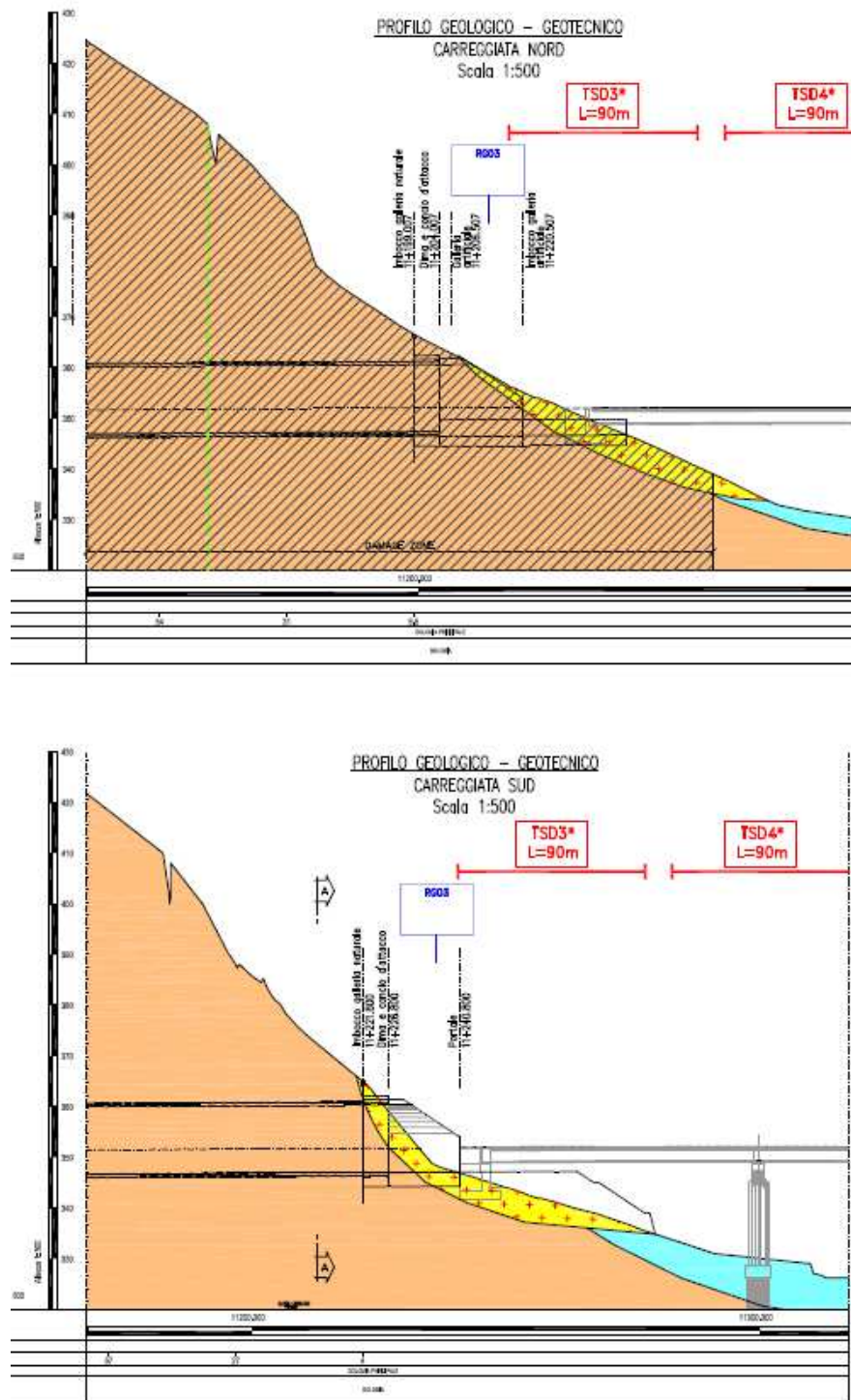


Figura 10 - Stratigrafia imbocco nord

6 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

La scelta della classe del calcestruzzo dipende dalle classe di esposizione, in questo caso definita come XD1-XC3-XF2. In accordo con il par. C.4.1.6.1.3 del D.M. 14 gennaio 2008 e la circolare 02 febbraio 2009 UNI 11104:2004 e UNI EN 206-1:2006, per rispettare la condizione ambientale aggressiva data da XD1 e XF2, risulta necessaria una classe di resistenza minima C28/35 ed il copriferro minimo risulta pari a 50mm (per elementi a piastra c_{min} è pari a 30mm, da incrementare di 10mm per le tolleranze costruttive e di ulteriori 10mm perché la vita nominale dell’opera è al massimo di 100 anni).

Per la progettazione delle opere di sostegno dell’imbocco sud, si sono utilizzati i seguenti materiali:

- calcestruzzo per pali: C28/35;
- calcestruzzo per trave testata: C28/35;
- acciaio per armatura: B 450 C;
- acciaio per travi di ripartizione: S275;
- malta per cementazione tiranti: C20/25;
- betoncino proiettato: C20/25;
- rete elettrosaldata: B 450 C;
- acciaio armonico per tiranti: $f_{ptk} \geq 1860 \text{ N/mm}^2$;
 $f_{pyk} \geq 1670 \text{ N/mm}^2$;
- barbacani in PVC microfessurato.

Per la progettazione delle opere di sostegno dell’imbocco nord, si sono utilizzati i seguenti materiali:

- acciaio per micropali temporanei S275;
- acciaio per travi di ripartizione: S275;
- calcestruzzo per trave testata: C28/35;
- calcestruzzo micropali: C28/35;
- acciaio per armatura: B 450 C;
- calcestruzzo per trave testata definitiva: C28/35;
- calcestruzzo per travi di ripartizione: C28/35;
- acciaio per travi di ripartizione: S275;

- malta per cementazione tiranti: C20/25;
- betoncino proiettato: C20/25;
- rete elettrosaldata: B 450 C;
- acciaio armonico per tiranti: $f_{ptk} \geq 1860 \text{ N/mm}^2$;
 $f_{pyk} \geq 1670 \text{ N/mm}^2$;
- barbacani in PVC microfessurato.

Il calcestruzzo C28/35 deve avere le seguenti caratteristiche:

- Massimo rapporto a/c 0.5
- Cemento CEMIV 32.5R – 42.5R
- Minimo contenuto in cemento 340 kg/m^3
- Contenuto minimo in aria 3%
- Classe di consistenza S3-S4
- Diametro massimo degli aggregati 22mm

6.1 RESISTENZA DEI MATERIALI

Le caratteristiche di resistenza dei materiali considerati nelle analisi sono le seguenti:

- Miscela cementizia per micropali: C 28/35
Resistenza a compressione: $f_{ck} = 28 \text{ MPa}$
Resistenza di progetto: $f_{cd} = 15.8 \text{ MPa}$

- Calcestruzzo per trave di testa: C 28/35
Resistenza a compressione: $f_{ck} = 28 \text{ MPa}$
Resistenza di progetto: $f_{cd} = 15.8 \text{ MPa}$

- Calcestruzzo per trave di ripartizione: C 28/35
Resistenza a compressione: $f_{ck} = 28 \text{ MPa}$
Resistenza di progetto: $f_{cd} = 15.8 \text{ MPa}$

- Acciaio per armatura ordinaria: B 450 C
 - Tensione di rottura $f_{tk} = 540 \text{ MPa}$
 - Tensione di snervamento $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$
 - Resistenza di progetto $f_{yd} = 391 \text{ MPa}$

- Acciaio per profilati e micropali: S 275
 - Tensione di rottura $f_{tk} = 430 \text{ MPa}$
 - Tensione di snervamento $f_{yk} = 275 \text{ MPa}$
 - Resistenza di progetto $f_{yd} = 261.9 \text{ MPa}$

- Acciaio armonico per tiranti: trefoli stab. da 0,6''
 - Tensione di rottura $f_{ptk} = 1860 \text{ MPa}$
 - Tensione di snervamento $f_{yk} = 1670 \text{ MPa}$

Per quanto riguarda le prove di normativa sui tiranti (UNI-EN 1537: prove di indagine preliminare; prove di idoneità; prove di accettazione; DM2008: prove di verifica), il numero e le modalità esecutive, si rimanda alle specifiche di Capitolato.

7 DEFINIZIONE DEI CARICHI AGENTI

Le opere di sostegno sono state verificate applicando i carichi indicati nel seguito.

7.1 SPINTA DEL TERRENO

Il terreno esercita una spinta orizzontale sulla paratia proporzionale al carico verticale cui esso è soggetto. Il fattore di proporzionalità (coefficiente di spinta) dipende dallo stato deformativo del terreno e varia tra il valore del coefficiente di spinta attiva K_a e quello del coefficiente di spinta passiva K_p , i quali, a loro volta, dipendono dall'angolo d'attrito interno del terreno, dall'angolo d'attrito paratia – terreno, dall'inclinazione del terreno a tergo dell'opera e dall'inclinazione della paratia stessa. Come assunzione di default, PARATIE PLUS tiene conto dell'attrito paratia – terreno (angolo δ) solo nel calcolo di K_p , che viene valutato tramite la correlazione di Lancellotta (2007). Il coefficiente K_a viene valutato con le formule di Coulomb, ignorando, di default, l'effetto di δ . Nelle analisi effettuate si è supposto un coefficiente d'attrito paratia – terreno pari a $1/2$ dell'angolo d'attrito interno del terreno.

Il programma di calcolo utilizzato applica alla paratia la componente orizzontale della spinta del terreno, calcolata utilizzando un coefficiente di spinta ottenuto iterativamente ad ogni passo dell'analisi in funzione dello stato deformativo puntuale del terreno.

7.2 CARICO IDRAULICO

Le elaborazioni numeriche sono state condotte in presenza della falda acquifera, dove presente.

7.3 CARICO SISMICO

L'azione di un ipotetico sisma è stata valutata secondo quanto prescritto dalla recente normativa sismica attraverso la formulazione pseudo-statica proposta da Mononobe-Okabe; tale approccio permette di determinare una nuova coppia di coefficienti di spinta (K_{a_s} e K_{p_s}), in relazione alla categoria sismica di riferimento e al contesto geologico e topografico del sito. Il programma calcola in automatico l'incremento di spinta dovuto alla terra in caso di sisma e lo applica alla parete come carico distribuito.

Per determinare l'azione sismica, con riferimento alla galleria Cogollo che si sviluppa interamente nel comune di Cogollo del Cengio, si utilizza il foglio excel Spettri-NTC ver 1.03, disponibile sul sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici:

Per le paratie con sola funzione statica durante la fase di scavo degli imbocchi, si determinano i seguenti valori:

- Vita nominale = $V_N = 10$ anni (opere provvisorie – provvisionali – fase costruttiva);
- Classe d'uso = $c_u = 1$ (classe II);
- Periodo di riferimento = $V_R = \max(V_N c_u ; 35) = 35$;
- Probabilità di superamento = $P_{VR} = 10\%$;
- Tempo di ritorno = $T_R = 332$ anni.
- Accelerazione orizzontale di picco su suolo di riferimento rigido $a_g = 0.133 g$.

Per la berlinese permanente all'imbocco nord, si determinano i seguenti valori:

- Vita nominale = $V_N = 100$ anni (opere definitive);
- Classe d'uso = $c_u = 2$ (classe IV);
- Periodo di riferimento = $V_R = \max(V_N c_u ; 35) = 200$;
- Probabilità di superamento = $P_{VR} = 10\%$;
- Tempo di ritorno = $T_R = 1898$ anni.
- Accelerazione orizzontale di picco su suolo di riferimento rigido $a_g = 0.251 g$.

Il coefficiente sismico orizzontale (K_h) per le paratie viene calcolato come:

$$K_h = \alpha \beta S_S S_T \frac{a_g}{g}$$

dove:

S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica, in funzione della categoria di sottosuolo;

S_T = coefficiente di amplificazione topografica, in funzione della categoria topografica;

α = coefficiente di deformabilità, funzione dalla categoria di suolo e dall'altezza complessiva dell'opera;

β = coefficiente di spostamento, funzione del massimo spostamento (D_r) che l'opera può tollerare senza riduzioni di resistenza (con $D_r < 0,005 * H$ dove H = altezza complessiva dell'opera). Imponendo uno spostamento ammissibile di 3cm, β risulta pari a 0.5183.

Per le paratie, la Normativa consente di utilizzare il coefficiente sismico verticale $K_v = 0$.

Inserendo i valori ottenuti di K_h e K_v nelle formulazioni proposte da Mononobe – Okabe, si ottengono i relativi valori dei coefficienti di spinta sismici (K_{as} e K_{ps}).

8 CRITERI DI VERIFICA

La verifica dell’opera di sostegno è stata effettuata secondo un approccio agli Stati Limite, analizzando sia lo stato limite ultimo che lo stato limite di esercizio, con riferimento a quanto indicato nel Decreto del Ministero delle Infrastrutture 14.01.2008 - Testo Unico “Norme Tecniche per le Costruzioni”.

Il D.M. 2008 T.U. segue l’approccio agli Stati Limite degli Eurocodici: la sicurezza e la prestazione di un’opera devono essere valutati in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la sua vita nominale, Stati Limite Ultimi (S.L.U.) [combinazioni A1+M1+R1 e A2+M2+R1 in accordo con par. 6.5.3 del D.M. da e analisi sismica in accordo con par. 7.11] e Stati Limite di Esercizio (S.L.E.), secondo il metodo semiprobabilistico basato sull’impiego dei “coefficienti parziali di sicurezza”.

8.1 Stati limite ultimi (S.L.U.)

Per la sicurezza di opere e sistemi geotecnici i valori dei coefficienti di sicurezza sono riportati ai capitoli 6.2-7 del Testo Unico 2008. La Normativa impone che sia rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d$$

dove E_d è il valore di progetto dell’azione, pari all’azione nominale moltiplicata per il coefficiente parziale per le azioni γ_f , mentre R_d è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico, valutato con riferimento ai coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno γ_m .

Per la verifica delle paratie la condizione $E_d \leq R_d$ deve essere rispettata impiegando due combinazioni di gruppi di coefficienti parziali per le azioni e per i parametri geotecnici (A1+M1 e A2+M2). In particolare la combinazione A1+M1 risulta rilevante per stabilire la capacità strutturale delle opere che interagiscono con il terreno, mentre la combinazione A2+M2 determina il dimensionamento geotecnico.

Azione	Coeff. Parziale γ_f	
	A1	A2
Permanente sfavorevole	1,30	1,00
Permanente favorevole	1,00	1,00
Variabile sfavorevole	1,50	1,30
Variabile favorevole	0,00	0,00

Tabella 1: Coefficienti parziali per le azioni

Parametro al quale applicare		Coeff. Parziale γ_m	
il coefficiente parziale		M1	M2
Angolo d’attrito	$\tan \varnothing$	1,00	1,25
Coesione efficace	c'	1,00	1,25
Resistenza non drenata	c_u	1,00	1,40
Peso dell’unità di volume	γ	1,00	1,00

Tabella 2: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici

In condizioni sismiche le verifiche agli Stati Limite Ultimi vengono condotte ponendo pari all’unità i coefficienti parziali sulle azioni.

VERIFICA A TAGLIO DEI PALI

Per quanto riguarda la verifica al taglio dei pali in CA allo stato limite ultimo, deve essere:

$$V_{rd} \geq V_{sd}$$

dove:

V_{rd} = azione tagliante resistente di progetto;

V_{sd} = azione tagliante sollecitante di progetto.

In particolare, la resistenza a taglio V_{rd} è la minore tra la resistenza di calcolo “a taglio trazione” (V_{Rsd}) con riferimento all’armatura trasversale e la resistenza di calcolo “a taglio compressione” (V_{Rcd}) con riferimento al calcestruzzo d’anima:

$$V_{Rsd} = 0,9d \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} (ctg\alpha + ctg\theta) \sin\alpha$$

$$V_{Rcd} = 0,9d b_w \alpha_c f'_{cd} (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta)$$

dove:

f'_{cd} = resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo;

f_{yd} = resistenza a snervamento di progetto;

α = angolo di inclinazione dell’armatura trasversale rispetto all’asse del palo;

θ = angolo di inclinazione dei puntoni compressi nello schema a traliccio;

b_w = larghezza sezione;

d = altezza utile della sezione;

A_{sw} = area dell’armatura trasversale;

s = passo dell’armatura trasversale;

α_c = coefficiente maggiorativo.

Per la verifica a taglio di una sezione circolare, non è possibile fare riferimento all'impostazione classicamente utilizzata per le travi. Per poter utilizzare il criterio di verifica allo stato limite ultimo, ci si è riportati ad una sezione rettangolare.

La teoria di Clarke e Birjandi prevede di calcolare la sezione rettangolare equivalente come:

$$d = r \cdot (1 + \sin \alpha)$$

$$\sin \alpha = \frac{2 \cdot r_s}{\pi \cdot r}$$

con riferimento alle quantità illustrate nella seguente figura.

L'area effettiva della sezione circolare risulta quindi:

$$A = r^2 \left(\frac{\pi}{2} + \alpha + \sin \alpha \cdot \cos \alpha \right)$$

da cui $b = A / d$.

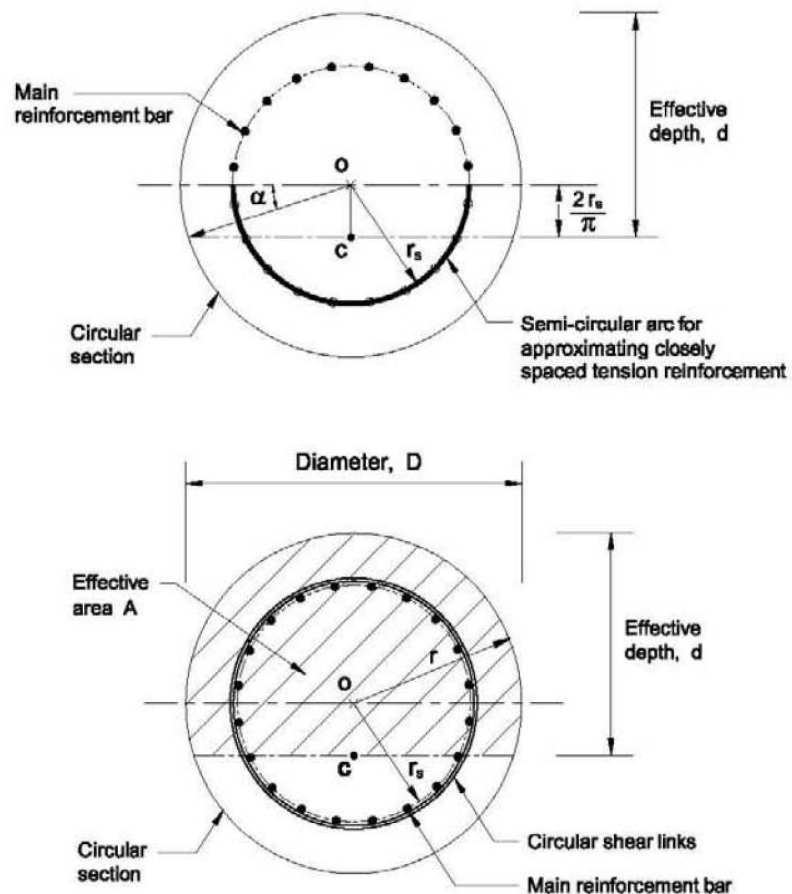


Figura 11 - Metodo di Clarke e Birjandi

VERIFICA A TAGLIO MICROPALI

Allo stato limite ultimo, per i tubi in acciaio la verifica combinata momento flettente-taglio è stata condotta verificando che:

$$M_{rd} \geq M_{sd} \quad \text{e} \quad V_{rd} \geq V_{sd}$$

dove:

M_{rd} = momento flettente resistente di progetto;

M_{sd} = momento flettente sollecitante di progetto;

V_{rd} = azione tagliante resistente di progetto;

V_{sd} = azione tagliante sollecitante di progetto.

Le ipotesi che stanno alla base del calcolo con “metodo plastico” a rottura richiedono, in corrispondenza della sezione sollecitata a momento flettente, che si possa formare una cerniera plastica prima che fenomeni di instabilità locale penalizzino la resistenza della sezione (sezione di classe 1); la capacità della sezione di sviluppare rotazioni plastiche è assicurata se è verificata la seguente disuguaglianza:

$$\frac{c}{t_f} \leq 9 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

dove:

c = lunghezza di metà ala del profilato;

t_f = spessore dell’ala del profilato;

f_y = tensione di snervamento dell’acciaio.

Tuttavia, in presenza di un’azione di taglio, deve essere valutata la possibilità di ridurre il valore del momento resistente plastico ($M_{pl rd}$).

Nel caso, infatti, in cui si verifichi la seguente condizione:

$$V_{sd} > 50\% V_{pl rd}$$

il modulo di resistenza che dovrà essere utilizzato nelle verifiche sarà ridotto e cautelativamente posto pari a quello elastico (W_{el}).

8.2 Stati limite di esercizio (S.L.E.)

La verifica allo stato limite di esercizio viene condotta ponendo pari all’unità i coefficienti parziali sulle azioni ed impiegando i parametri geotecnici e le resistenze di progetto.

Le tensioni ricavate dalle sollecitazioni fornite dal codice di calcolo dovranno essere confrontate con le seguenti tensioni di riferimento, rispettivamente nel calcestruzzo e nell'acciaio:

$$\sigma_c = 0,45 \times f_{ck}$$

$$\sigma_s = 0,80 \times f_{yk}$$

dove:

f_{ck} = Resistenza caratteristica di compressione del calcestruzzo;

f_{yk} = Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

MICROPALI

Per i micropali, allo stato limite di esercizio, le verifiche sono state condotte accertando che, in fase di esercizio, sia rispettata la condizione:

$$\sigma_{id} \leq \sigma_s = 0,80 \times f_{yk}$$

dove:

$$\sigma_{id} = \sqrt{(\sigma_{\max}^2(\bar{z}) + 3 \cdot \tau^2(\bar{z}))}$$

$$\sigma_{\max}(\bar{z}) = \frac{M_{\max}}{W} \quad \tau_{\max} = \frac{V}{A_{ridotta}}$$

con W e $A_{ridotta}$ rispettivamente pari al modulo di resistenza e all'area dell'anima della sezione metallica del profilato.

8.2.1 Verifica a Fessurazione

Per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture si deve:

- garantire un sufficiente ricoprimento delle armature con calcestruzzo di buona qualità e compattezza, bassa porosità e bassa permeabilità;
- non superare uno stato limite di fessurazione adeguato alle condizioni ambientali, alle sollecitazioni ed alla sensibilità delle armature alla corrosione;
- tener conto delle esigenze estetiche.

In ordine di severità decrescente si distinguono i seguenti stati limite di fessurazione:

- stato limite di decompressione nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale è ovunque di compressione ed al più uguale a 0;

- stato limite di formazione delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, la tensione normale di trazione nella fibra più sollecitata è:

$$\sigma_t = \frac{f_{ctm}}{1.2}$$

dove f_{ctm} rappresenta la resistenza a trazione media del cls.

- stato limite di apertura delle fessure, nel quale, per la combinazione di azioni prescelta, il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

Lo stato limite di fessurazione è stato fissato in funzione delle condizioni ambientali e della sensibilità delle armature alla corrosione.

Per armature poco sensibili e condizioni ambientali aggressive (XF2), $w_d=w_1=0.2\text{mm}$.

8.3 Tiranti

Per quanto riguarda i tiranti (cap. 6.6 del Testo Unico 2008), ai fini della verifica della fondazione di ancoraggio, la condizione $E_d \leq R_d$ deve essere rispettata confrontando l'azione di progetto con una resistenza R_d calcolata come:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R}$$

dove γ_R è il coefficiente parziale per la resistenza di ancoraggi pretesi:

Tipologia tiranti	Coeff. Parziale γ_R
Temporanei	1,10
Permanenti	1,20

Tabella 3: Coefficienti parziali per la resistenza degli ancoraggi

La resistenza caratteristica R_k è definitiva come:

$$R_k = L_{anc} \cdot \pi \cdot (D \cdot \alpha) \cdot \frac{\tau_{lim}}{\xi}$$

dove:

L_{anc} lunghezza del bulbo di ancoraggio;

- D diametro di perforazione, pari a 15cm fino a 4 trefoli e a 18cm per più trefoli;
- α coefficiente di sbulbamento, assunto cautelativamente pari a 1.2 per terreni e 1.1 per roccia;
- τ_{lim} tensione limite di aderenza fra la malta del buldo ed il terreno, assunta pari a 300kPa;
- ξ fattore di correlazione per derivare la resistenza caratteristica da prove geotecniche, assunto pari a 1.8, come il massimo proposto nel DM2008.

Per la valutazione di α e τ_{lim} , si è fatto riferimento alla pubblicazione di Bustamante e Doix (1985) per il dimensionamenti dei tiranti di ancoraggio. Il metodo proposto dagli autori si applica ad ancoraggi realizzati mediante iniezione semplice (in un'unica fase) o ripetuta e non si applica pertanto a tiranti per i quali la fondazione viene colata a gravità.

I valori di α possono essere ricavati dalla tabella riportata nella figura che segue, in funzione del tipo di terreno e delle modalità di iniezione (semplici o ripetute). Nella stessa tabella sono indicati i corrispondenti volumi minimi di miscela da iniettare. Nel computo dei volumi non si tiene conto della presenza delle armature.

TIPO DI TERRENO	COEFFICIENTE α		QUANTITÀ MINIMA DI MISCELA
	INIEZIONI RIPETUTE	INIEZIONI RIPETUTE	
Ghiaia	1.8	1.3 ÷ 1.4	1.5 Vp
Ghiaia sabbiosa	1.6 ÷ 1.8	1.2 ÷ 1.4	1.5 Vp
Sabbia ghiaiosa	1.5 ÷ 1.6	1.2 ÷ 1.3	1.5 Vp
Sabbia (grossolana media o fine)	1.4 ÷ 1.5	1.1 ÷ 1.2	1.5 Vp
Sabbia limosa	1.4 ÷ 1.5	1.1 ÷ 1.2	1.5 ÷ 2 Vp per iniezioni ripetute 1.5 Vp per iniezione semplice
Limo	1.4 ÷ 1.6	1.1 ÷ 1.2	2 Vp per iniezione ripetute 1.5 Vs per iniezione semplice
Argilla	1.8 ÷ 2.0	1.2	2.5 ÷ 3 Vp per iniezione ripetute 1.5 ÷ 2 Vp per iniezione semplice
Marna, marna calcarea arenaria alterata o fratturata	1.8	1.1 ÷ 1.2	1.5 ÷ Vp per strati compatti 2 ÷ 6 Vp per strati fratturati
Roccia alterata o fratturata	1.2	1.1	1.1 ÷ 1.5 Vp per roccia poco fessurata ≥ 2 Vp per roccia fratturata

Vp = volume di perforazione

Tabella 4: Valori di α in funzione del tipo di terreno e delle modalità di iniezione (semplice o ripetute)

I valori di τ_{lim} sono stati stimati partendo dai diagrammi delle figure che seguono rispettivamente per

- terreni incoerenti;
- rocce alterate e fratturate.

In ciascun diagramma la curva uno, si riferisce a fondazioni realizzate mediante iniezioni ripetute e la curva due, inferiore, a fondazioni mediante iniezione semplice.

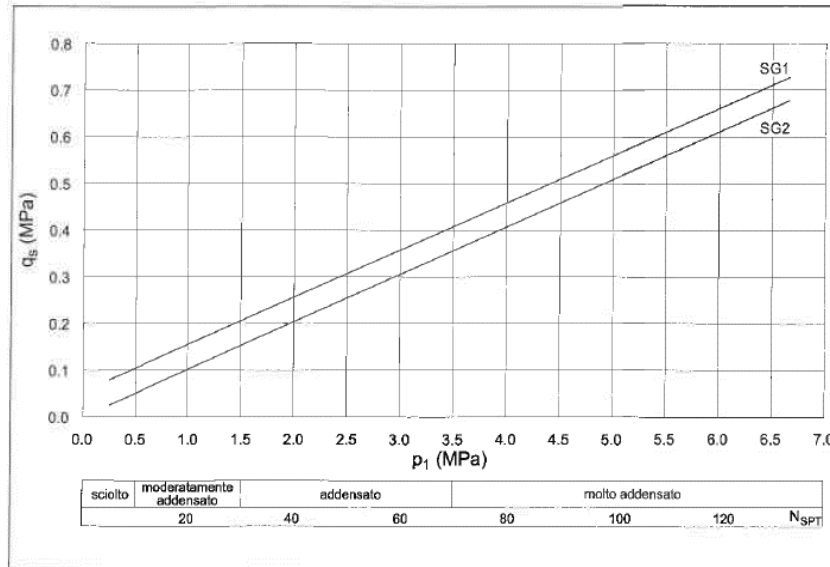


Fig. 6.6 - Resistenza unitaria limite per terreni incoerenti

Figura 12 - Diagramma per il calcolo del valore di τ_{lim} per terreni incoerenti

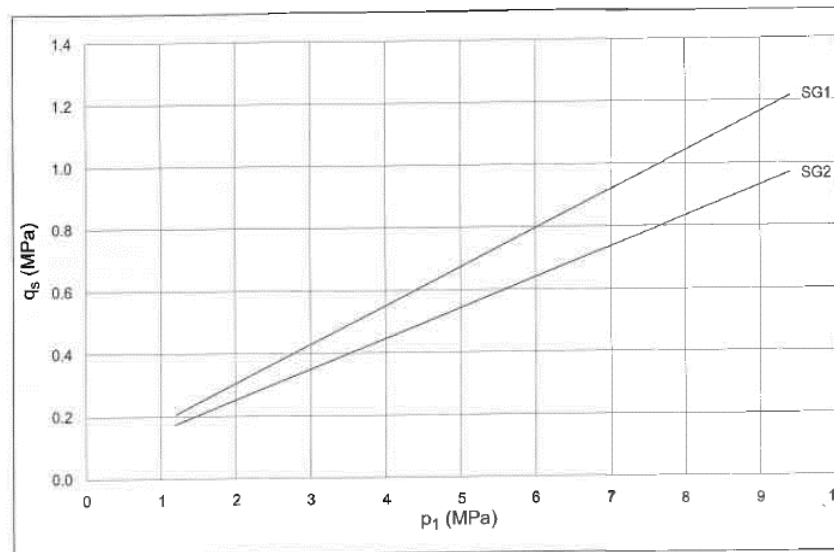


Fig. 6.9 - Resistenza unitaria limite per rocce tenere e fratturate

Figura 13 - Diagramma per il calcolo del valore di τ_{lim} per rocce alterate e fratturate

Nell'intenzione di raccomandare che i meccanismi di collasso più critici siano il più possibile duttili, le NTC 2008 contengono una richiesta specifica in merito ai tiranti. Nel paragrafo 6.6.2 "VERIFICHE DI SICUREZZA (SLU)" è richiesto quanto segue: "Nei tiranti il cui tratto libero è realizzato con trefoli di acciaio armonico, nel rispetto della gerarchia delle

resistenze, si deve verificare che la resistenza caratteristica al limite di snervamento del tratto libero sia sempre maggiore della resistenza a sfilamento della fondazione dell'ancoraggio".

La lunghezza libera è definita dall'intersezione del tirante con un piano inclinato di $45^\circ - \phi/2$ sulla verticale, parallelo al piano passante per il piede della paratia e da esso distante $0,20 h$. Si ha quindi:

$$L_s \geq h' + d$$

dove:

$$h' = 0,20 h / \cos(45^\circ - \alpha - \phi/2);$$

$$d = (h + t - h_i) \sin(45^\circ - \phi/2) / \sin(45^\circ + \alpha - \phi/2);$$

α = inclinazione tirante;

ϕ = angolo di attrito del terreno;

h = altezza fuori scavo paratia;

t = infissione paratia;

h_i = profondità tirante.

Si deve inoltre tenere presente che, a causa dell'evento sismico, la potenziale superficie di scorrimento risulta più inclinata sull'orizzontale rispetto a quella relativa al caso statico. Questo comporta un incremento della lunghezza libera:

$$L_{s \text{ sismica}} = L_{s \text{ statica}} (1 + 1,5 S_s S_T a_g)$$

8.4 Trave di ripartizione

Allo stato limite ultimo, per le travi in acciaio la verifica combinata momento flettente-taglio è stata condotta verificando che:

$$M_{rd} \geq M_{sd} \quad \text{e} \quad V_{rd} \geq V_{sd}$$

dove:

M_{rd} = momento flettente resistente di progetto;

M_{sd} = momento flettente sollecitante di progetto;

V_{rd} = azione tagliante resistente di progetto;

V_{sd} = azione tagliante sollecitante di progetto.

Le ipotesi che stanno alla base del calcolo con “metodo plastico” a rottura richiedono, in corrispondenza della sezione sollecitata a momento flettente, che si possa formare una cerniera plastica prima che fenomeni di instabilità locale penalizzino la resistenza della sezione (sezione di classe 1); la capacità della sezione di sviluppare rotazioni plastiche è assicurata se è verificata la seguente disuguaglianza:

$$\frac{c}{t_f} \leq 9 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

dove:

c = lunghezza di metà ala del profilato;

t_f = spessore dell’ala del profilato;

f_y = tensione di snervamento dell’acciaio.

Tuttavia, in presenza di un’azione di taglio, deve essere valutata la possibilità di ridurre il valore del momento resistente plastico (M_{pl rd}).

Nel caso, infatti, in cui si verifichi la seguente condizione:

$$V_{sd} > 50\% V_{pl rd}$$

il modulo di resistenza che dovrà essere utilizzato nelle verifiche sarà ridotto e cautelativamente posto pari a quello elastico (W_{el}).

Allo stato limite di esercizio, le verifiche sono state condotte accertando che, in fase di esercizio, sia rispettata la condizione:

$$\sigma_{id} \leq \sigma_s = 0,80 \times f_{yk}$$

dove:

$$\sigma_{id} = \sqrt{(\sigma_{\max}^2(\bar{z}) + 3 \cdot \tau^2(\bar{z}))}$$

$$\sigma_{\max}(\bar{z}) = \frac{M_{\max}}{W} \quad \tau_{\max} = \frac{V}{A_{ridotta}}$$

con W e A_{ridotta} rispettivamente pari al modulo di resistenza e all’area dell’anima della sezione metallica del profilato.

9 ANALISI NUMERICHE

Il dimensionamento degli imbocchi in esame è stato eseguito con riferimento ai risultati dedotti da una serie di analisi numeriche che hanno permesso di valutare il comportamento tenso-deformativo della struttura di sostegno nelle sezioni ritenute maggiormente rappresentative. Sono state analizzate le seguenti sezioni:

Analisi	H _{SCAVO}	H _{PALO}	n° tiranti
	[m]	[m]	[-]
Cogollo sud - 1	18.5	28.5	5
Cogollo sud - 2	21	30	5
Cogollo sud - 3	17	25	4
Cogollo nord - 1	19.5	24	4
Cogollo nord - 2	18.5	24	3

Tabella 5: Sezioni di calcolo

La sezione “Cogollo sud – 1” è rappresentativa del 50% della sviluppata della paratia di imbocco, la sezione “Cogollo sud – 2” verifica 2 zone limitate in cui l’altezza di scavo è maggiore e la sezione “Cogollo sud – 3” serve per il dimensionamento della restante parte.

La sezione “Cogollo nord – 1” è rappresentativa della parte di berlinese che a fine scavo verrà ritombata, mentre la sezione “Cogollo nord – 2” verifica l’opera di sostegno a carattere definitivo.

Tiranti		Trefoli	Incl.	Incl.	Passo	L libera	L ancor	L tot	Tiro iniz.	Travi di ripartiz.
ordine	m da P.C.	n°	vert °	orizz.°	m	m	m	m	KN	
1	3.5	5	15	0	2.8	19	9	28	400	2HEB180
2	7	6	15	0	2.8	17	11	28	500	2HEB200
3	10.5	6	15	0	2.8	15	11	26	500	2HEB200
4	13.5	6	15	0	2.8	13.5	10.5	24	550	2HEB200
5	16.5	6	15	0	2.8	12	9	21	550	2HEB200

Tabella 6: Specifiche - Cogollo sud - 1

Tiranti		Trefoli	Incl.	Incl.	Passo	L libera	L ancor	L tot	Tiro iniz.	Travi di ripartiz.
ordine	m da P.C.	n°	vert °	orizz.°	m	m	m	m	KN	
1	4.5	6	15	0	2.8	20	10	30	400	2HEB180
2	8.5	6	15	0	2.8	17.5	11	28.5	550	2HEB200

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO

3	12	6	15	0	2.8	15.5	11.5	27	550	2HEB200
4	15.5	6	15	0	2.8	13.5	10.5	24	550	2HEB200
5	18.5	6	15	0	2.8	12.5	9.5	22	550	2HEB200

Tabella 7: Specifiche - Cogollo sud - 2

Tiranti		Trefoli	Incl.	Incl.	Passo	L libera	L ancor	L tot	Tiro iniz.	Travi di ripartiz.
ordine	m da P.C.	n°	vert °	orizz.°	m	m	m	m	KN	
1	4.5	6	15	0	2.8	16	11.5	27.5	500	2HEB200
2	8	6	15	0	2.8	14	11.5	25.5	500	2HEB200
3	11.5	6	15	0	2.8	12	11	23	550	2HEB200
4	14.5	6	15	0	2.8	10.5	9.5	20	550	2HEB200

Tabella 8: Specifiche - Cogollo sud - 3

Tiranti		Trefoli	Incl.	Incl.	Passo	L libera	L ancor	L tot	Tiro iniz.	Travi di ripartiz.
ordine	m da P.C.	n°	vert °	orizz.°	m	m	m	m	KN	
1	1	4	10	0	2	18.5	6.5	25	400	2HEB160
2	5.5	5	10	0	2	15.5	8	23.5	600	2HEB180
3	9.5	6	10	0	2	12.5	11.5	24	300	2HEB160
4	14.5	3	10	0	2.8	10.5	6.5	17	100	2HEB160

Tabella 9: Specifiche - Cogollo nord - 1

Tiranti		Trefoli	Incl.	Incl.	Passo	L libera	L ancor	L tot	Tiro iniz.	Travi di ripartiz.
ordine	m da P.C.	n°	vert °	orizz.°	m	m	m	m	KN	
1	2	5	10	0	2	19.5	6	25.5	400	CA 40x60
2	7	6	10	0	2	16	9.5	25.5	400	CA 40x60
3	12	3	10	0	2.8	13	5	18	100	CA 40x60

Tabella 10: Specifiche - Cogollo nord - 2

9.1 FASI DI CALCOLO

Si riporta la metodologia impiegata per simulare le fasi di realizzazione della paratia.

- step 1 geostatico: vengono applicati i pesi propri del terreno e viene attivato l'elemento "beam";
- step 2: scavo fino a 0.5m sotto la quota di installazione del tirante.
- step 3: attivazione del tirante, con relativo precarico se di tipo.
- step 4 - fino ad i: ripetizione degli step 2 e 3 fino alla realizzazione di tutti i tiranti.
- step i+1: scavo fino a fondo scavo.
- step i+2 fase sismica: applicazione delle spinte in fase sismica.

9.2 PARAMETRI GEOTECNICI

Le opere di sostegno sono state verificate in accordo con le NTC2008, eseguendo i calcoli nelle combinazioni SLE, A1+M1+R1, A2+M2+R2, SISMICA STR e SISMICA GEO (quest’ultima solo per la verifica degli ancoraggi).

La stratigrafia ed i parametri geotecnici caratteristici considerati nelle singole analisi sono riportati di seguito.

Terreno	Profondità da p.c. [m]	γ [kN/m ³]	E [MPa]	ϕ [°]	c' [kPa]
Detrito - a	0 - 10	22	100	35	0
Detrito - b	10 - 20	23	150	37	0
Detrito - c	> 20	23	200	37	0

Tabella 11: Stratigrafia per Cogollo Sud

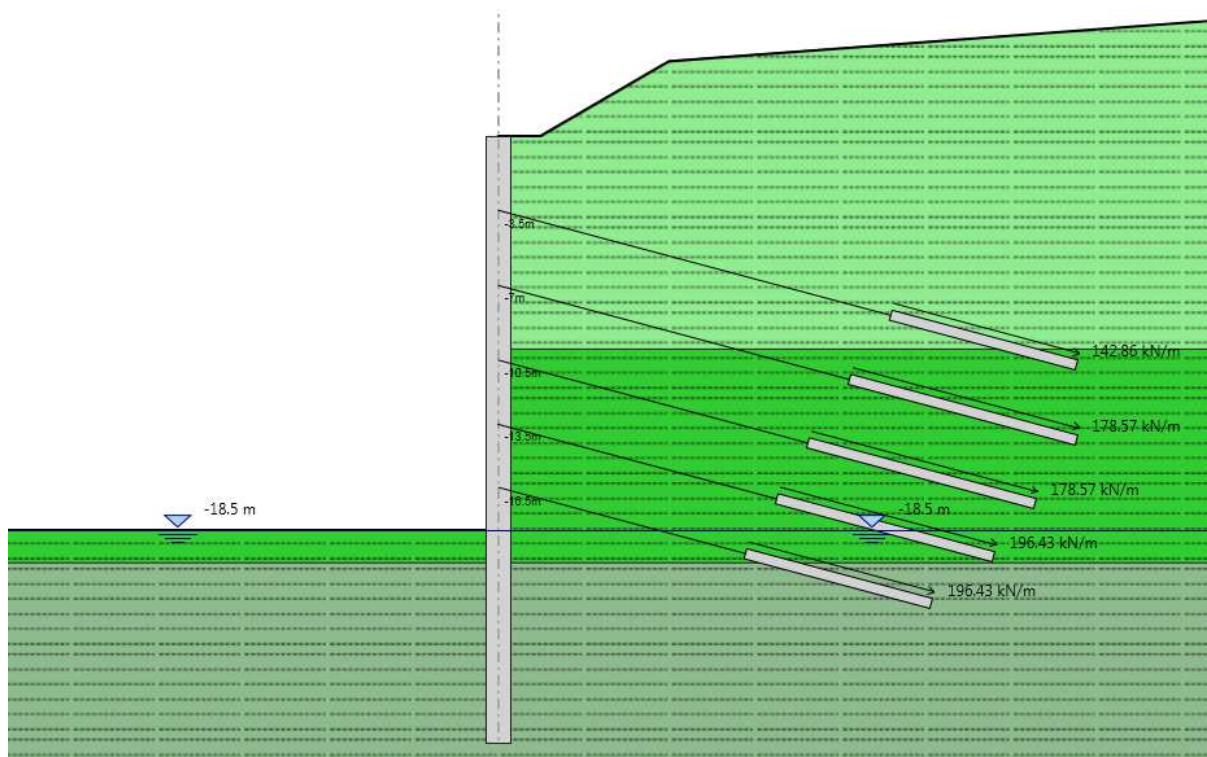


Figura 14 - Modello “Cogollo sud – 1”

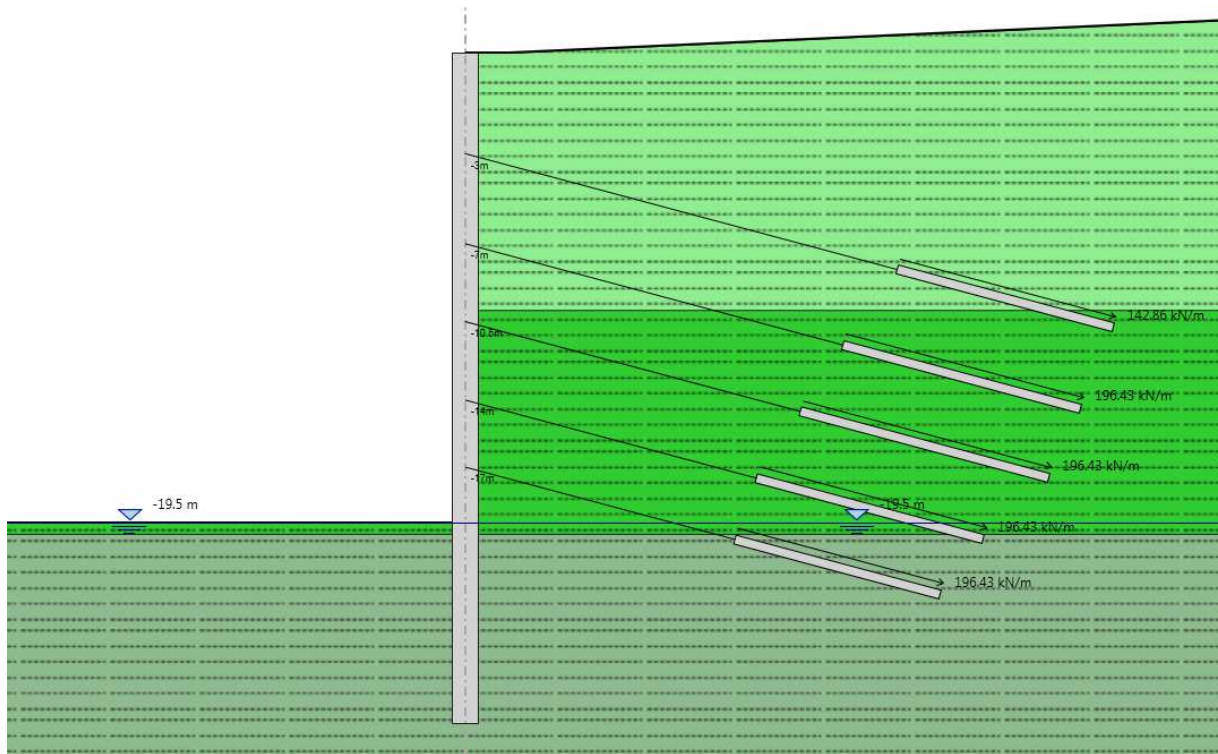


Figura 15 - Modello "Cogollo sud - 2"

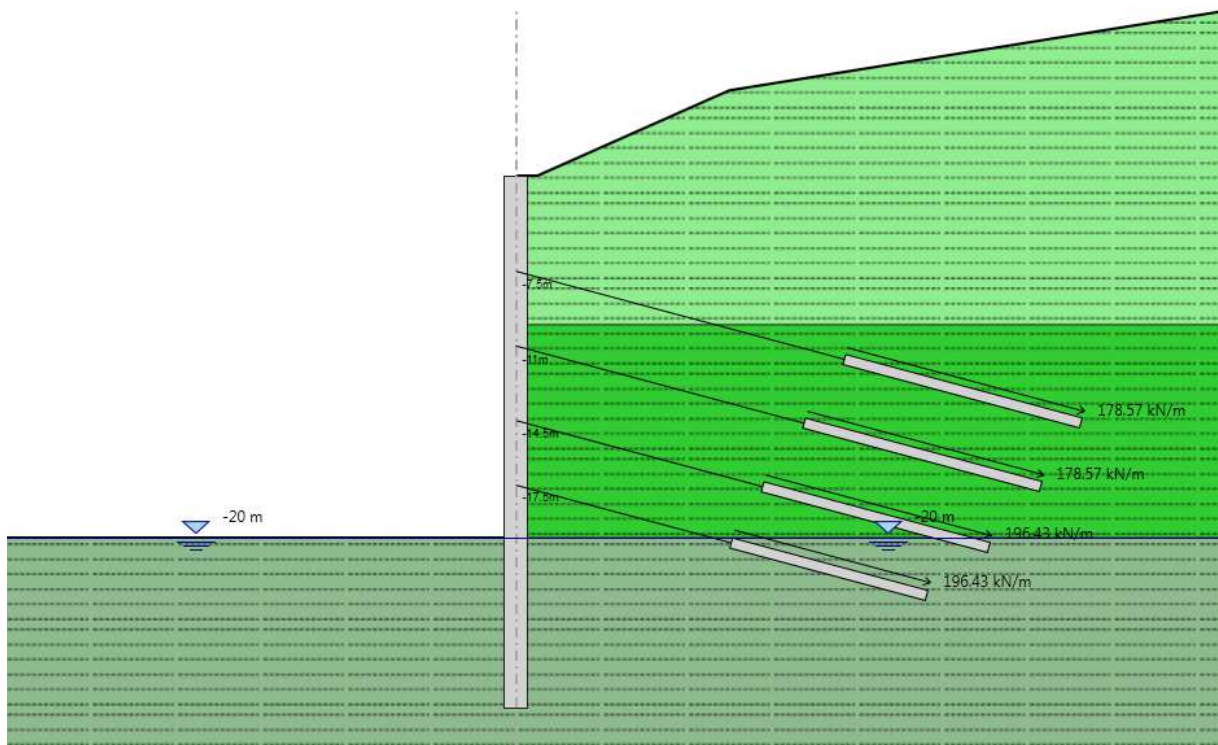


Figura 16 - Modello "Cogollo sud - 3"

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

Terreno	Profondità da p.c. [m]	γ [kN/m ³]	E [MPa]	ϕ [°]	c' [kPa]
Detrito - a	0 - 10	22	100	35	0
Cappellaccio	10 - 15	26	2800	40	70
Dolomia	> 15	26.5	15000	40	380

Tabella 12: Stratigrafia per Cogollo Nord - 1

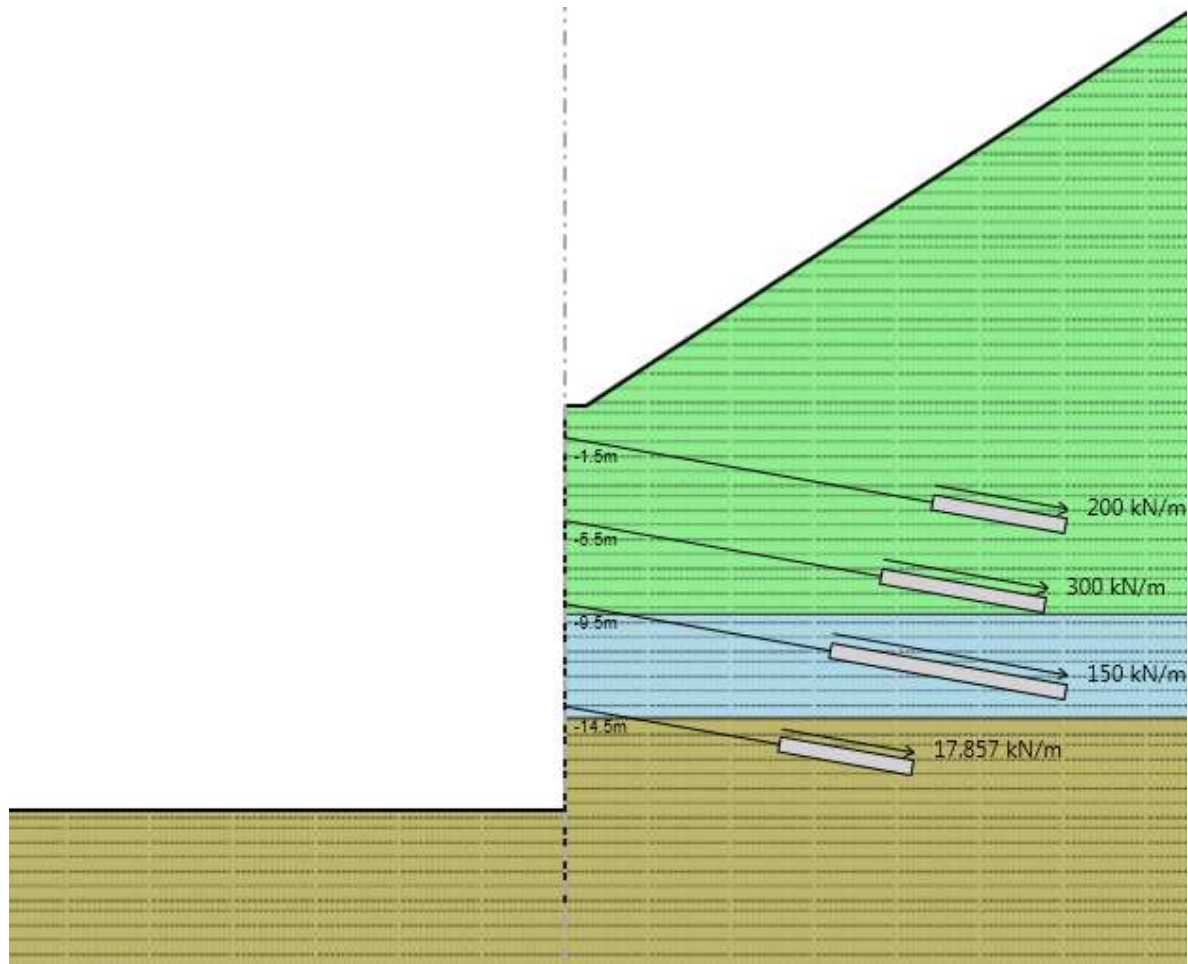


Figura 17 - Modello "Cogollo nord - 1"

Terreno	Profondità da p.c. [m]	γ [kN/m ³]	E [MPa]	ϕ [°]	c' [kPa]
Detrito - a	0 - 7	22	100	35	0
Cappellaccio*	7 - 12	26	2800	40	70
Dolomia	> 12	26.5	15000	40	380

Tabella 13: Stratigrafia per Cogollo Nord - 2

* Con cappellaccio si identifica la zona di transizione dal detrito alla roccia sottostante, costituita da roccia alterata e fratturata; nel calcolo si è introdotto uno strato di spessore pari a 5m, con caratteristiche di resistenza ridotte rispetto a quelle della roccia sottostante.

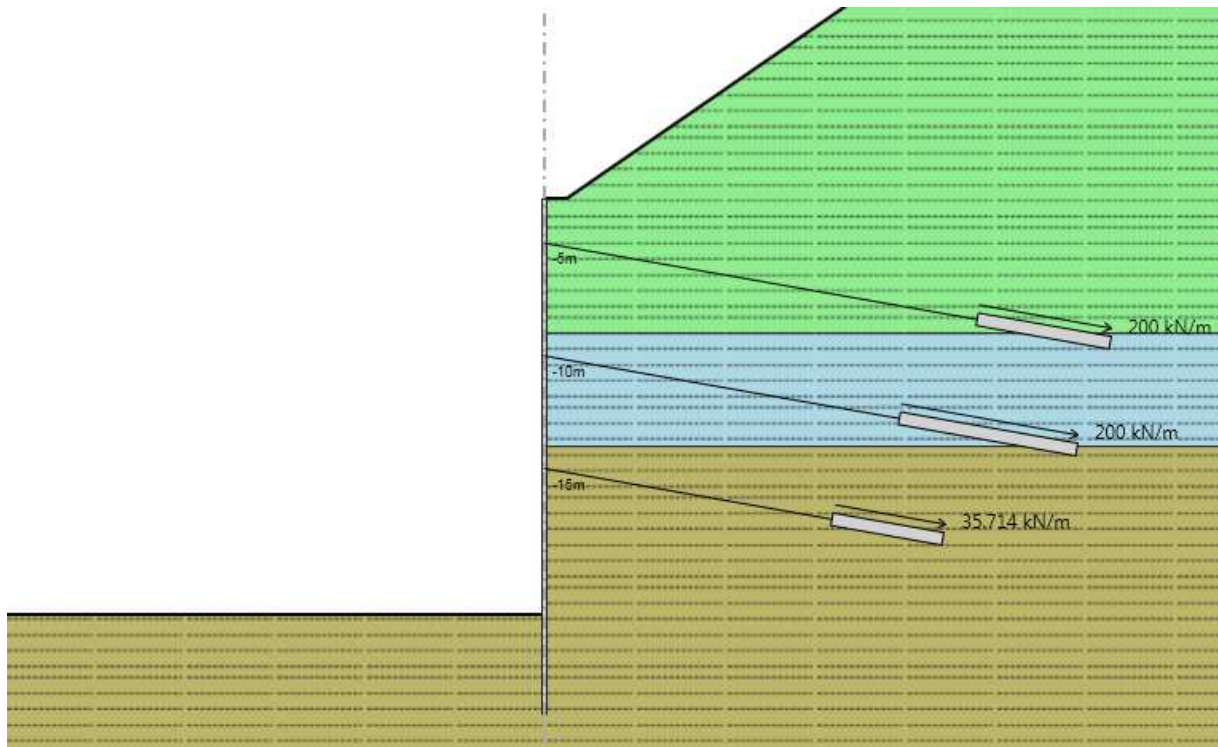


Figura 18 - Modello “Cogollo nord – 2”

Per quanto riguarda il livello idrico, in corrispondenza dell’imbocco sud, si è posta cautelativamente la falda a 5m al di sopra del piano di fondo scavo ad inizio calcolo e si è successivamente abbassato il livello, portandolo a monte e a valle alla quota dei successivi scavi di ribasso intermedi, per tener conto dell’intervento di drenaggio.

All’imbocco nord, il livello di falda risulta ad una quota inferiore rispetto al piede della berlinese e quindi non interferente con gli scavi.

A livello di analisi sismica si sono considerati i seguenti valori:

Modello	S_S	S_T
Cogollo sud 1	1.2	1
Cogollo sud 2	1.2	1
Cogollo Sud 3	1.2	1
Cogollo nord 1	1	1.2
Cogollo nord 2	1	1.2

10 IMBOCCO COGOLLO SUD

Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche riguardanti le sezioni di paratia esaminate nei calcoli di Cogollo Sud.

10.1 VERIFICA DEI PALI

10.1.1 Spostamenti

Il codice di calcolo ha permesso di valutare il regime deformativo corrispondente ad ogni step di calcolo; nella seguente tabella si riportano i valori massimi degli spostamenti orizzontali evidenziati dall’elaborazione numerica in fase statica: il regime deformativo mostrato dal programma di calcolo è compatibile con la tipologia di struttura considerata e la spinta passiva mobilitata massima è circa il 50% di quella disponibile.

Calcolo	Spostamenti orizzontali [mm]	Utilizzo spinta passiva
Cogollo sud - 1	17.85	45%
Cogollo sud - 2	21.57	52%
Cogollo sud – 3	17.53	50%

Tabella 14: Spostamenti orizzontali

10.1.1 Verifiche a pressoflessione

La verifica di resistenza dei pali è stata condotta considerando reagenti le armature e i pali di calcestruzzo. Si è analizzata la sezione in corrispondenza della quota del palo z per la quale si verifica lo stato di sollecitazione più gravoso, considerando agente uno sforzo assiale N pari al peso della porzione di palo sovrastante la sezione considerata.

Il valore del copriferro adottato nelle verifiche è di 7cm.

La tabella seguente riporta, per ogni sezione di calcolo, l’armatura della gabbia prevista nella sezione più sollecitata.

Calcolo	Armatura
Cogollo sud - 1	24Ø30
Cogollo sud - 2	24Ø30
Cogollo sud – 3	24Ø30

Tabella 15: Armatura

Stato Limite Ultimo

Nelle seguenti tabelle sono riportati i risultati delle verifiche condotte. Come è possibile osservare, le verifiche risultano soddisfatte.

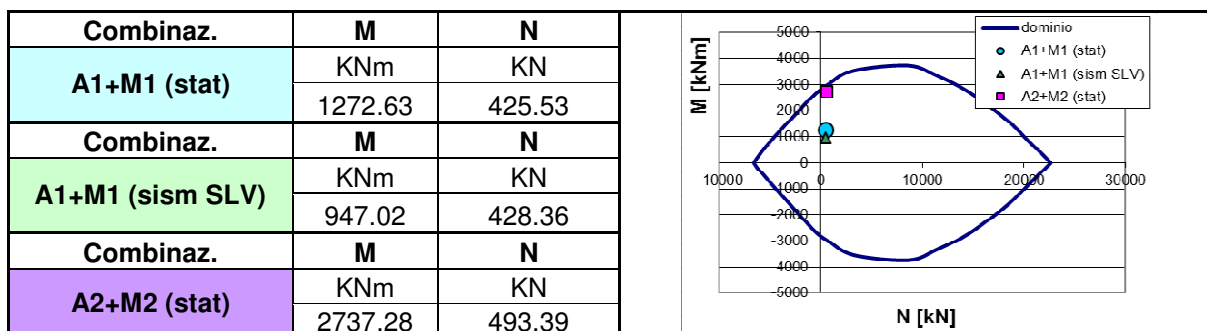


Figura 19 - Verifica a pressoflessione SLU – Cogollo sud – 1

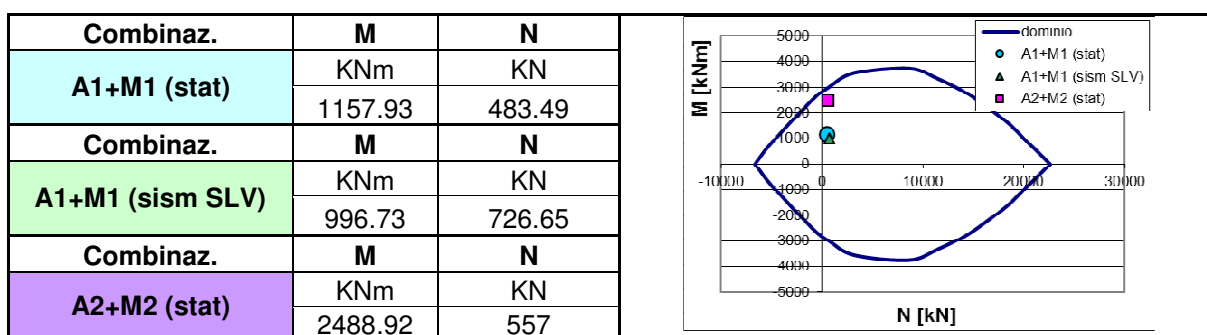


Figura 20 - Verifica a pressoflessione SLU – Cogollo sud - 2

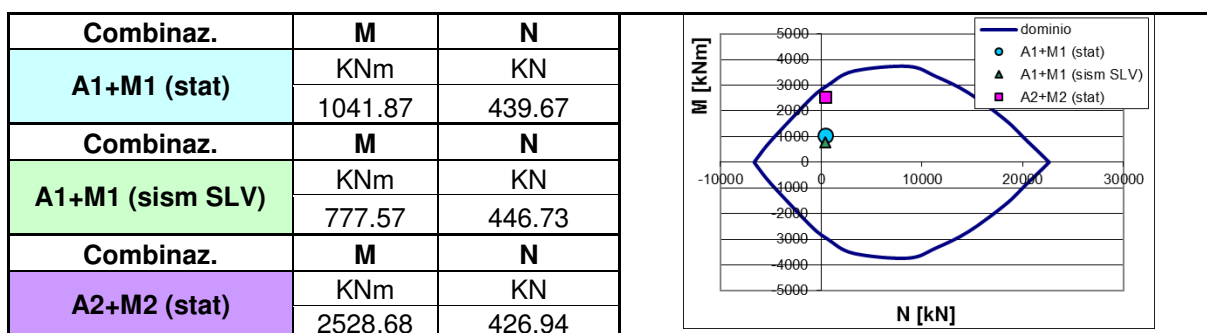


Figura 21 - Verifica a pressoflessione SLU – Cogollo sud – 3

Stato Limite di Esercizio

Nelle seguenti tabelle sono riportati i risultati delle verifiche condotte (negativi gli sforzi di trazione): come è possibile osservare le tensioni risultano sempre inferiori al limite e la verifica risulta quindi soddisfatta.

M	N	σ cls	σ steel
KNm	KN	MPa	MPa
978.94	425.53	7.1	-162.1

Tabella 16: Verifica a pressoflessione SLE – Cogollo sud – 1

M	N	σ cls	σ steel
KNm	KN	MPa	MPa
890.71	483.49	6.5	-141.4

Tabella 17: Verifica a pressoflessione SLE – Cogollo sud - 2

M	N	σ cls	σ steel
KNm	KN	MPa	MPa
801.43	439.67	5.84	-127

Tabella 18: Verifica a pressoflessione SLE – Cogollo sud – 3

10.1.2 Verifiche a taglio

L’armatura trasversale prevista è costituita da una spirale $\varnothing 14$ con passo 20 cm per tutti i pali che costituiscono la paratia. Di seguito si riportano i risultati delle verifiche condotte.

Combinazione	N [kN]	V_{sd} [kN]	V_{Rcd} [kN]	V_{Rsd} [kN]
A1+M1	518.83	564.17	2805.04	871.26
A1+M1 (sism SLV)	572.56	447.15	2796.36	871.26
A2+M2	547.11	645.4	2800.47	871.26

Tabella 19: Verifica a taglio – Cogollo sud - 1

Combinazione	N [kN]	V_{sd} [kN]	V_{Rcd} [kN]	V_{Rsd} [kN]
A1+M1	633.35	538.09	2991.32	871.26
A1+M1 (sism SLV)	643.24	440.12	2992.92	871.26
A2+M2	607.90	581.84	2987.20	871.26

Tabella 20: Verifica a taglio – Cogollo sud - 2

Combinazione	N [kN]	V_{sd} [kN]	V_{Rcd} [kN]	V_{Rsd} [kN]
A1+M1	520.25	456.02	2973.03	871.26
A1+M1 (sism SLV)	530.14	363.78	2974.63	871.26
A2+M2	562.66	520.04	2979.89	871.26

Tabella 21: Verifica a taglio – Cogollo sud – 3

10.2 VERIFICA DEI TIRANTI

Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche riguardanti i tiranti previsti in progetto a sostegno delle paratie; le verifiche riguardano la resistenza a trazione dei trefoli in acciaio e la resistenza a sfilamento del bulbo d’ancoraggio, sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche.

10.2.1 Verifiche dei trefoli

Le verifiche sono state condotte accertando, sia in fase statica che in fase sismica, che sia rispettata la condizione: $E_d \leq R_d$.

VERIFICA DEI TREFOLI A TRAZIONE - CONDIZIONE STATICA - A1+M1									
Ordine	numero trefoli	passo tiranti	Tiro max paratie	Area trefolo	f_{yk}	R_d	E_d	R_d/E_d	verifica
[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]	
1	5	2.8	211.5	1.39	1670	1009.3	592.23	1.70	> 1
2	6	2.8	272.2	1.39	1670	1211.1	762.10	1.59	> 1
3	6	2.8	279.3	1.39	1670	1211.1	782.06	1.55	> 1
4	6	2.8	294.3	1.39	1670	1211.1	824.02	1.47	> 1
5	6	2.8	270.3	1.39	1670	1211.1	756.80	1.60	> 1

VERIFICA DEI TREFOLI A TRAZIONE - CONDIZIONE SISMICA - A1+M1									
Ordine	numero trefoli	passo tiranti	Tiro max paratie	Area trefolo	f_{yk}	R_{s_d}	E_{s_d}	R_{s_d}/E_{s_d}	verifica
[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]	
1	5	2.8	162.7	1.39	1670	1009.3	455.56	2.22	> 1
2	6	2.8	265.6	1.39	1670	1211.1	743.68	1.63	> 1
3	6	2.8	263.5	1.39	1670	1211.1	737.76	1.64	> 1
4	6	2.8	268.7	1.39	1670	1211.1	752.22	1.61	> 1
5	6	2.8	244.8	1.39	1670	1211.1	685.46	1.77	> 1

VERIFICA DEI TREFOLI A TRAZIONE - CONDIZIONE STATICA - A2+M2									
Ordine	numero trefoli	passo tiranti	Tiro max paratie	Area trefolo	f_{yk}	R_d	E_d	R_d/E_d	verifica
[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]	
1	5	2.8	253.1	1.39	1670	1009.3	708.70	1.42	> 1
2	6	2.8	317.5	1.39	1670	1211.1	889.07	1.36	> 1
3	6	2.8	324.3	1.39	1670	1211.1	908.09	1.33	> 1
4	6	2.8	309.9	1.39	1670	1211.1	867.63	1.40	> 1
5	6	2.8	243.7	1.39	1670	1211.1	682.47	1.77	> 1

VERIFICA DEI TREFOLI A TRAZIONE - CONDIZIONE SISMICA - A2+M2									
Ordine	numero trefoli	passo tiranti	Tiro max paratie	Area trefolo	f_{yk}	R_{s_d}	E_{s_d}	R_{s_d}/E_{s_d}	verifica
[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]	
1	5	2.8	310.0	1.39	1670	1009.3	867.87	1.16	> 1
2	6	2.8	382.0	1.39	1670	1211.1	1069.60	1.13	> 1
3	6	2.8	390.3	1.39	1670	1211.1	1092.70	1.11	> 1
4	6	2.8	378.0	1.39	1670	1211.1	1058.50	1.14	> 1
5	6	2.8	316.8	1.39	1670	1211.1	886.97	1.37	> 1

Tabella 22: Verifica dei trefoli – Cogollo sud - 1

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

VERIFICA DEI TREFOLI A TRAZIONE - CONDIZIONE STATICA - A1+M1									
Ordine	numero trefoli	passo tiranti	Tiro max paratie	Area trefolo	f_{yk}	R_d	E_d	R_d/E_d	verifica
[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]	
1	6	2.8	229.5	1.39	1670	1211.1	642.53	1.88	> 1
2	6	2.8	304.2	1.39	1670	1211.1	851.78	1.42	> 1
3	6	2.8	309.0	1.39	1670	1211.1	865.33	1.40	> 1
4	6	2.8	300.4	1.39	1670	1211.1	841.01	1.44	> 1
5	6	2.8	280.2	1.39	1670	1211.1	784.56	1.54	> 1

VERIFICA DEI TREFOLI A TRAZIONE - CONDIZIONE SISMICA - A1+M1									
Ordine	numero trefoli	passo tiranti	Tiro max paratie	Area trefolo	f_{yk}	R_{s_d}	E_{s_d}	R_{s_d}/E_{s_d}	verifica
[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]	
1	6	2.8	259.4	1.39	1670	1211.1	726.30	1.67	> 1
2	6	2.8	303.6	1.39	1670	1211.1	850.16	1.42	> 1
3	6	2.8	296.6	1.39	1670	1211.1	830.46	1.46	> 1
4	6	2.8	282.3	1.39	1670	1211.1	790.49	1.53	> 1
5	6	2.8	258.3	1.39	1670	1211.1	723.19	1.67	> 1

VERIFICA DEI TREFOLI A TRAZIONE - CONDIZIONE STATICA - A2+M2									
Ordine	numero trefoli	passo tiranti	Tiro max paratie	Area trefolo	f_{yk}	R_d	E_d	R_d/E_d	verifica
[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]	
1	6	2.8	266.5	1.39	1670	1211.1	746.17	1.62	> 1
2	6	2.8	326.8	1.39	1670	1211.1	915.06	1.32	> 1
3	6	2.8	333.3	1.39	1670	1211.1	933.14	1.30	> 1
4	6	2.8	311.6	1.39	1670	1211.1	872.60	1.39	> 1
5	6	2.8	256.7	1.39	1670	1211.1	718.68	1.69	> 1

VERIFICA DEI TREFOLI A TRAZIONE - CONDIZIONE SISMICA - A2+M2									
Ordine	numero trefoli	passo tiranti	Tiro max paratie	Area trefolo	f_{yk}	R_{s_d}	E_{s_d}	R_{s_d}/E_{s_d}	verifica
[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]	
1	6	2.8	346.4	1.39	1670	1211.1	969.90	1.25	> 1
2	6	2.8	401.3	1.39	1670	1211.1	1123.70	1.08	> 1
3	6	2.8	404.3	1.39	1670	1211.1	1132.10	1.07	> 1
4	6	2.8	383.7	1.39	1670	1211.1	1074.30	1.13	> 1
5	6	2.8	327.2	1.39	1670	1211.1	916.15	1.32	> 1

Tabella 23: Verifica dei trefoli – Cogollo sud – 2

VERIFICA DEI TREFOLI A TRAZIONE - CONDIZIONE STATICA - A1+M1									
Ordine	numero trefoli	passo tiranti	Tiro max paratie	Area trefolo	f_{yk}	R_d	E_d	R_d/E_d	verifica
[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]	
1	6	2.8	272.8	1.39	1670	1211.1	763.73	1.59	> 1
2	6	2.8	279.8	1.39	1670	1211.1	783.36	1.55	> 1
3	6	2.8	296.7	1.39	1670	1211.1	830.73	1.46	> 1
4	6	2.8	279.4	1.39	1670	1211.1	782.41	1.55	> 1

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

VERIFICA DEI TREFOLI A TRAZIONE - CONDIZIONE SISMICA - A1+M1									
Ordine	numero trefoli	passo tiranti	Tiro max paratie	Area trefolo	f_{yk}	R_{sd}	E_{sd}	R_{sd}/E_{sd}	verifica
[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]	
1	6	2.8	282.6	1.39	1670	1211.1	791.18	1.53	> 1
2	6	2.8	277.2	1.39	1670	1211.1	776.23	1.56	> 1
3	6	2.8	280.5	1.39	1670	1211.1	785.37	1.54	> 1
4	6	2.8	260.1	1.39	1670	1211.1	728.24	1.66	> 1

VERIFICA DEI TREFOLI A TRAZIONE - CONDIZIONE STATICA - A2+M2									
Ordine	numero trefoli	passo tiranti	Tiro max paratie	Area trefolo	f_{yk}	R_d	E_d	R_d/E_d	verifica
[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]	
1	6	2.8	335.9	1.39	1670	1211.1	940.62	1.29	> 1
2	6	2.8	337.6	1.39	1670	1211.1	945.26	1.28	> 1
3	6	2.8	319.4	1.39	1670	1211.1	894.33	1.35	> 1
4	6	2.8	256.6	1.39	1670	1211.1	718.40	1.69	> 1

VERIFICA DEI TREFOLI A TRAZIONE - CONDIZIONE SISMICA - A2+M2									
Ordine	numero trefoli	passo tiranti	Tiro max paratie	Area trefolo	f_{yk}	R_{sd}	E_{sd}	R_{sd}/E_{sd}	verifica
[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]	
1	6	2.8	414.9	1.39	1670	1211.1	1161.80	1.04	> 1
2	6	2.8	411.8	1.39	1670	1211.1	1152.90	1.05	> 1
3	6	2.8	391.3	1.39	1670	1211.1	1095.50	1.11	> 1
4	6	2.8	329.9	1.39	1670	1211.1	923.70	1.31	> 1

Tabella 24: Verifica dei trefoli – Cogollo sud - 3

10.2.2 Verifiche della lunghezza libera e dell'ancoraggio

Le lunghezze libere dei tiranti sono state definite secondo i criteri esposti in precedenza.

Di seguito sono riassunte le lunghezze adottate per i diversi ordini di tiranti.

ordine	H1 [m]	H2 [m]	Inclinaz. verticale	Inclinaz. orizz.	Angolo d'attrito	Infiss. pannello	L. libera [m]	L. libera + sisma	L. libera arrot. 0.5
1	18.5	3.5	15	0	37	10	15.16	18.78	19
2	18.5	7	15	0	37	10	13.56	16.81	17
3	18.5	10.5	15	0	37	10	11.97	14.83	15
4	18.5	13.5	15	0	37	10	10.60	13.14	13.5
5	18.5	16.5	15	0	35	10	9.46	11.73	12

Tabella 25: Lunghezza libera dei tiranti – Cogollo sud – 1

ordine	H1 [m]	H2 [m]	Inclinaz. verticale	Inclinaz. orizz.	Angolo d'attrito	Infiss. pannello	L. libera [m]	L. libera + sisma	L. libera arrot. 0.5
1	21	4.5	15	0	37	9	15.89	19.70	20
2	21	8.5	15	0	37	9	14.07	17.44	17.5
3	21	12	15	0	37	9	12.48	15.47	15.5
4	21	15.5	15	0	37	9	10.89	13.49	13.5
5	21	18.5	15	0	35	9	9.74	12.07	12.5

Tabella 26: Lunghezza libera dei tiranti – Cogollo sud – 2

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

ordine	H1 [m]	H2 [m]	Inclinaz. verticale	Inclinaz. orizz.	Angolo d'attrito	Infiss. pannello	L. libera [m]	L. libera + sisma	L. libera arrot. 0.5
1	17	4.5	15	0	37	8	12.80	15.87	16
2	17	8	15	0	37	8	11.21	13.89	14
3	17	11.5	15	0	37	8	9.61	11.92	12
4	17	14.5	15	0	37	8	8.25	10.22	10.5

Tabella 27: Lunghezza libera dei tiranti – Cogollo sud - 3

Nel seguito si riportano le verifiche allo sfilamento del bulbo di ancoraggio.

VERIFICA ANCORAGGIO S.L.U. - CONDIZIONE STATICA - A1+M1									
Ordine	passo tiranti	Tiro max paratie	Lungh. ancorag.	τ terr-fond.	Diametro perforaz.	α sbulbam.	R_d	E_d	R_d/E_d
[-]	[m]	[kN/m]	[m]	[kPa]	[cm]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
1	2.8	211.5	9.0	167	18	1.2	924.9	592.2	1.56
2	2.8	272.2	11.0	167	18	1.2	1130.4	762.1	1.48
3	2.8	279.3	11.0	167	18	1.2	1130.4	782.1	1.45
4	2.8	294.3	10.5	167	18	1.2	1079.0	824.0	1.31
5	2.8	270.3	9.0	167	18	1.2	924.9	756.8	1.22

VERIFICA ANCORAGGIO S.L.U. - CONDIZIONE SISMICA - A1+M1									
Ordine	passo tiranti	Tiro max paratie	Lungh. ancorag.	τ terr-fond.	Diametro perforaz.	α sbulbam.	R_{s_d}	E_{s_d}	R_{s_d}/E_{s_d}
[-]	[m]	[kN/m]	[m]	[kPa]	[cm]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
1	2.8	162.7	9.0	167	18	1.2	924.9	455.6	2.03
2	2.8	265.6	11.0	167	18	1.2	1130.4	743.7	1.52
3	2.8	263.5	11.0	167	18	1.2	1130.4	737.8	1.53
4	2.8	268.7	10.5	167	18	1.2	1079.0	752.2	1.43
5	2.8	244.8	9.0	167	18	1.2	924.9	685.5	1.35

VERIFICA ANCORAGGIO S.L.U. - CONDIZIONE STATICA - A2+M2									
Ordine	passo tiranti	Tiro max paratie	Lungh. ancorag.	τ terr-fond.	Diametro perforaz.	α sbulbam.	R_d	E_d	R_d/E_d
[-]	[m]	[kN/m]	[m]	[kPa]	[cm]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
1	2.8	253.1071	9.0	167	18	1.2	924.9	708.7	1.31
2	2.8	317.525	11.0	167	18	1.2	1130.4	889.1	1.27
3	2.8	324.3179	11.0	167	18	1.2	1130.4	908.1	1.24
4	2.8	309.8679	10.5	167	18	1.2	1079.0	867.6	1.24
5	2.8	243.7393	9.0	167	18	1.2	924.9	682.5	1.36

VERIFICA ANCORAGGIO S.L.U. - CONDIZIONE SISMICA - A2+M2									
Ordine	passo tiranti	Tiro max paratie	Lungh. ancorag.	τ terr-fond.	Diametro perforaz.	α sbulbam.	R_d	E_d	R_d/E_d
[-]	[m]	[kN/m]	[m]	[kPa]	[cm]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
1	2.8	309.9536	9.0	167	18	1.2	924.9	867.9	1.07
2	2.8	382	11.0	167	18	1.2	1130.4	1069.6	1.06
3	2.8	390.25	11.0	167	18	1.2	1130.4	1092.7	1.03
4	2.8	378.0357	10.5	167	18	1.2	1079.0	1058.5	1.02
5	2.8	316.775	9.0	167	18	1.2	924.9	887.0	1.04

Tabella 28: Verifica dell'ancoraggio – Cogollo sud – 1

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

VERIFICA ANCORAGGIO S.L.U. - CONDIZIONE STATICA - A1+M1									
Ordine	passo tiranti	Tiro max paratie	Lungh. ancorag.	τ terr-fond.	Diametro perforaz.	α sbulbam.	R_d	E_d	R_d/E_d
[-]	[m]	[kN/m]	[m]	[kPa]	[cm]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
1	2.8	229.5	10.0	167	18	1.2	1027.6	642.5	1.60
2	2.8	304.2	11.0	167	18	1.2	1130.4	851.8	1.33
3	2.8	309.0	11.5	167	18	1.2	1181.8	865.3	1.37
4	2.8	300.4	10.5	167	18	1.2	1079.0	841.0	1.28
5	2.8	280.2	9.5	167	18	1.2	976.3	784.6	1.24

VERIFICA ANCORAGGIO S.L.U. - CONDIZIONE SISMICA - A1+M1									
Ordine	passo tiranti	Tiro max paratie	Lungh. ancorag.	τ terr-fond.	Diametro perforaz.	α sbulbam.	R_{sd}	E_{sd}	R_{sd}/E_{sd}
[-]	[m]	[kN/m]	[m]	[kPa]	[cm]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
1	2.8	259.4	10.0	167	18	1.2	1027.6	726.3	1.41
2	2.8	303.6	11.0	167	18	1.2	1130.4	850.2	1.33
3	2.8	296.6	11.5	167	18	1.2	1181.8	830.5	1.42
4	2.8	282.3	10.5	167	18	1.2	1079.0	790.5	1.36
5	2.8	258.3	9.5	167	18	1.2	976.3	723.2	1.35

VERIFICA ANCORAGGIO S.L.U. - CONDIZIONE STATICA - A2+M2									
Ordine	passo tiranti	Tiro max paratie	Lungh. ancorag.	τ terr-fond.	Diametro perforaz.	α sbulbam.	R_d	E_d	R_d/E_d
[-]	[m]	[kN/m]	[m]	[kPa]	[cm]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
1	2.8	266.4893	10.0	167	18	1.2	1027.6	746.2	1.38
2	2.8	326.8071	11.0	167	18	1.2	1130.4	915.1	1.24
3	2.8	333.2643	11.5	167	18	1.2	1181.8	933.1	1.27
4	2.8	311.6429	10.5	167	18	1.2	1079.0	872.6	1.24
5	2.8	256.6714	9.5	167	18	1.2	976.3	718.7	1.36

VERIFICA ANCORAGGIO S.L.U. - CONDIZIONE SISMICA - A2+M2									
Ordine	passo tiranti	Tiro max paratie	Lungh. ancorag.	τ terr-fond.	Diametro perforaz.	α sbulbam.	R_d	E_d	R_d/E_d
[-]	[m]	[kN/m]	[m]	[kPa]	[cm]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
1	2.8	346.3929	10.0	167	18	1.2	1027.6	969.9	1.06
2	2.8	401.3214	11.0	167	18	1.2	1130.4	1123.7	1.01
3	2.8	404.3214	11.5	167	18	1.2	1181.8	1132.1	1.04
4	2.8	383.6786	10.5	167	18	1.2	1079.0	1074.3	1.00
5	2.8	327.1964	9.5	167	18	1.2	976.3	916.2	1.07

Tabella 29: Verifica dell'ancoraggio – Cogollo sud - 2

VERIFICA ANCORAGGIO S.L.U. - CONDIZIONE STATICA - A1+M1									
Ordine	passo tiranti	Tiro max paratie	Lungh. ancorag.	τ terr-fond.	Diametro perforaz.	α sbulbam.	R_d	E_d	R_d/E_d
[-]	[m]	[kN/m]	[m]	[kPa]	[cm]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
1	2.8	272.8	11.5	167	18	1.2	1181.8	763.7	1.55
2	2.8	279.8	11.5	167	18	1.2	1181.8	783.4	1.51
3	2.8	296.7	11.0	167	18	1.2	1130.4	830.7	1.36
4	2.8	279.4	9.5	167	18	1.2	976.3	782.4	1.25

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO

VERIFICA ANCORAGGIO S.L.U. - CONDIZIONE SISMICA - A1+M1									
Ordine	passo tiranti	Tiro max paratie	Lungh. ancorag.	τ terr-fond.	Diametro perforaz.	α sbulbam.	R_{sd}	E_{sd}	R_{sd}/E_{sd}
[-]	[m]	[kN/m]	[m]	[kPa]	[cm]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
1	2.8	282.6	11.5	167	18	1.2	1181.8	791.2	1.49
2	2.8	277.2	11.5	167	18	1.2	1181.8	776.2	1.52
3	2.8	280.5	11.0	167	18	1.2	1130.4	785.4	1.44
4	2.8	260.1	9.5	167	18	1.2	976.3	728.2	1.34

VERIFICA ANCORAGGIO S.L.U. - CONDIZIONE STATICA - A2+M2									
Ordine	passo tiranti	Tiro max paratie	Lungh. ancorag.	τ terr-fond.	Diametro perforaz.	α sbulbam.	R_d	E_d	R_d/E_d
[-]	[m]	[kN/m]	[m]	[kPa]	[cm]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
1	2.8	335.9357	11.5	167	18	1.2	1181.8	940.6	1.26
2	2.8	337.5929	11.5	167	18	1.2	1181.8	945.3	1.25
3	2.8	319.4036	11.0	167	18	1.2	1130.4	894.3	1.26
4	2.8	256.5714	9.5	167	18	1.2	976.3	718.4	1.36

VERIFICA ANCORAGGIO S.L.U. - CONDIZIONE SISMICA - A2+M2									
Ordine	passo tiranti	Tiro max paratie	Lungh. ancorag.	τ terr-fond.	Diametro perforaz.	α sbulbam.	R_d	E_d	R_d/E_d
[-]	[m]	[kN/m]	[m]	[kPa]	[cm]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
1	2.8	414.9286	11.5	167	18	1.2	1181.8	1161.8	1.02
2	2.8	411.75	11.5	167	18	1.2	1181.8	1152.9	1.03
3	2.8	391.25	11.0	167	18	1.2	1130.4	1095.5	1.03
4	2.8	329.8929	9.5	167	18	1.2	976.3	923.7	1.06

Tabella 30: Verifica dell’ancoraggio – Cogollo sud – 3

10.3 VERIFICA DELLE TRAVI DI RIPARTIZIONI

Stato limite ultimo

I risultati delle verifiche della trave di ripartizione sono riportati nelle tabelle seguenti, in cui compaiono:

- $T_{paratie}$ = azione di trazione nel tirante derivante dal codice di calcolo PARATIE;
- f_{yk} = tensione di snervamento dell’acciaio;
- γ_{M0} = coefficiente riduttivo della resistenza dell’acciaio;
- f_{yd} = tensione di snervamento di progetto dell’acciaio;
- b, t, r, h = caratteristiche geometriche del profilato;
- W_{el} = modulo di resistenza della sezione;
- W_{pl} = modulo di resistenza “plastico” della sezione;
- A = area della sezione del profilato;
- A_v = area ridotta “di taglio”;
- M_{sk} = momento flettente agente sulla sezione di verifica ($(T_{paratie} * passo^2)/10$);
- V_{sk} = azione di taglio agente sulla sezione di verifica ($(T_{paratie} * passo)/2$);

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

- γ_A = coefficiente amplificativo delle azioni sollecitanti;
- M_{sd} = momento flettente di progetto;
- V_{sd} = azione di taglio agente di progetto;
- $M_{pl\ rd}$ = momento flettente resistente "plastico" ($f_{yd} \cdot W_{pl}$);
- $M_{el\ rd}$ = momento flettente resistente "elastico" ($f_{yd} \cdot W_{el}$);
- $V_{pl\ rd}$ = azione tagliante resistente "plastica" ($A_v \cdot f_{yd} / \sqrt{3}$)

I ordine	Dati da Paratie		Tipo acciaio				Profilato									
	$T_{paratie}$	passo	Tipo	f_{yk}	γ_{M0}	f_{yd}	Tipo e numero	b	$t_{l\ angia}$	t_{web}	r	h_{web}	W_{el}	W_{pl}	A	Av
Combinazione	[kNm/m]	[m]	acciaio	[MPa]	[-]	[MPa]	HEB180	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ²]	[cm ²]
A1+M1	211.5107143	2.8	S275	275	1.05	261.9047619	2	18	1.4	0.85	1.5	15.2	426	481	65.3	20.29
A1+M1+sism	162.7															
A2+M2	253.1071429															

I ordine	Azioni sollecitanti					Azioni resistenti				Verifiche		controllo classe sezione			
	M_{sk}	V_{sk}	γ_A	M_{sd}	V_{sd}	$M_{el\ rd}$	$M_{pl\ rd}$	M_{rd}	$V_{pl\ rd}$	M_{rd} / M_{sd}	V_{rd} / V_{sd}	X	Y		
Combinazione	[kNm]	[kNm]	[-]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[-]	[-]	C/t _t	(235/f _y) ^{0.5}		
A1+M1	82.9	148.1	1.0	82.9	148.1	111.6	126.0	126.0	306.8	1.52	> 1	2.07	> 1	6.4	66.6
A1+M1+sism	63.8	113.9	1.0	63.8	113.9	111.6	126.0	126.0	306.8	1.98	> 1	2.69	> 1	OK: X<Y sez. di classe	
A2+M2	99.2	177.2	1.0	99.2	177.2	111.6	126.0	111.6	306.8	1.12	> 1	1.73	> 1		

II ordine	Dati da Paratie		Tipo acciaio				Profilato									
	$T_{paratie}$	passo	Tipo	f_{yk}	γ_{M0}	f_{yd}	Tipo e numero	b	$t_{l\ angia}$	t_{web}	r	h_{web}	W_{el}	W_{pl}	A	Av
Combinazione	[kNm/m]	[m]	acciaio	[MPa]	[-]	[MPa]	HEB200	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ²]	[cm ²]
STATICO	272.1785714	2.8	S275	275	1.05	261.9047619	2	20	1.5	0.9	1.8	17	569.6	642.5	78.08	24.83
SISMICO	265.6															
A2+M2	317.525															

II ordine	Azioni sollecitanti					Azioni resistenti				Verifiche		controllo classe sezione			
	M_{sk}	V_{sk}	γ_A	M_{sd}	V_{sd}	$M_{el\ rd}$	$M_{pl\ rd}$	M_{rd}	$V_{pl\ rd}$	M_{rd} / M_{sd}	V_{rd} / V_{sd}	X	Y		
Combinazione	[kNm]	[kNm]	[-]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[-]	[-]	C/t _t	(235/f _y) ^{0.5}		
STATICO	106.7	190.5	1.0	106.7	190.5	149.2	168.3	149.2	375.5	1.40	> 1	1.97	> 1	6.7	66.6
SISMICO	104.1	185.9	1.0	104.1	185.9	149.2	168.3	168.3	375.5	1.62	> 1	2.02	> 1	OK: X<Y sez. di classe	
A2+M2	124.5	222.3	1.0	124.5	222.3	149.2	168.3	149.2	375.5	1.20	> 1	1.69	> 1		

III ordine	Dati da Paratie		Tipo acciaio				Profilato									
	$T_{paratie}$	passo	Tipo	f_{yk}	γ_{M0}	f_{yd}	Tipo e numero	b	$t_{l\ angia}$	t_{web}	r	h_{web}	W_{el}	W_{pl}	A	Av
Combinazione	[kNm/m]	[m]	acciaio	[MPa]	[-]	[MPa]	HEB200	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ²]	[cm ²]
STATICO	279.3071429	2.8	S275	275	1.05	261.9047619	2	20	1.5	0.9	1.8	17	569.6	642.5	78.08	24.83
SISMICO	263.4857143															
A2+M2	324.3178571															

III ordine	Azioni sollecitanti					Azioni resistenti				Verifiche		controllo classe sezione			
	M_{sk}	V_{sk}	γ_A	M_{sd}	V_{sd}	$M_{el\ rd}$	$M_{pl\ rd}$	M_{rd}	$V_{pl\ rd}$	M_{rd} / M_{sd}	V_{rd} / V_{sd}	X	Y		
Combinazione	[kNm]	[kNm]	[-]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[-]	[-]	C/t _t	(235/f _y) ^{0.5}		
STATICO	109.5	195.5	1.0	109.5	195.5	149.2	168.3	149.2	375.5	1.36	> 1	1.92	> 1	6.7	66.6
SISMICO	103.3	184.4	1.0	103.3	184.4	149.2	168.3	168.3	375.5	1.63	> 1	2.04	> 1	OK: X<Y sez. di classe	
A2+M2	127.1	227.0	1.0	127.1	227.0	149.2	168.3	149.2	375.5	1.17	> 1	1.65	> 1		

IV ordine	Dati da Paratie		Tipo acciaio				Profilato									
	$T_{paratie}$	passo	Tipo	f_{yk}	γ_{M0}	f_{yd}	Tipo e numero	b	$t_{l\ angia}$	t_{web}	r	h_{web}	W_{el}	W_{pl}	A	Av
Combinazione	[kNm/m]	[m]	acciaio	[MPa]	[-]	[MPa]	HEB200	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ²]	[cm ²]
STATICO	294.2928571	2.8	S275	275	1.05	261.9047619	2	20	1.5	0.9	1.8	17	569.6	642.5	78.08	24.83
SISMICO	268.65															
A2+M2	309.8678571															

IV ordine	Azioni sollecitanti					Azioni resistenti				Verifiche		controllo classe sezione			
	M_{sk}	V_{sk}	γ_A	M_{sd}	V_{sd}	$M_{el\ rd}$	$M_{pl\ rd}$	M_{rd}	$V_{pl\ rd}$	M_{rd} / M_{sd}	V_{rd} / V_{sd}	X	Y		
Combinazione	[kNm]	[kNm]	[-]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[-]	[-]	C/t _t	(235/f _y) ^{0.5}		
STATICO	115.4	206.0	1.0	115.4	206.0	149.2	168.3	149.2	375.5	1.29	> 1	1.82	> 1	6.7	66.6
SISMICO	105.3	188.1	1.0	105.3	188.1	149.2	168.3	149.2	375.5	1.42	> 1	2.00	> 1	OK: X<Y sez. di classe	
A2+M2	121.5	216.9	1.0	121.5	216.9	149.2	168.3	149.2	375.5	1.23	> 1	1.73	> 1		

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

V ordine	Dati da Paratie		Tipo acciaio				Profilato									
	T _{paratie} [KNm/m]	passo [m]	Tipo acciaio	f _{yk} [MPa]	γ _{Mo} [-]	f _{yd} [MPa]	Tipo e numero	b [cm]	t _{flangia} [cm]	t _{web} [cm]	r [cm]	h _{web} [cm]	W _{el} [cm ³]	W _{pl} [cm ³]	A [cm ²]	Av [cm ²]
Combinazione	270.2857143	2.8	S275	275	1.05	261.9047619	HEB200	20	1.5	0.9	1.8	17	569.6	642.5	78.08	24.83
STATICO	244.8071429															
SISMICO	243.7392857															

V ordine	Azioni sollecitanti					Azioni resistenti				Verifiche		controllo classe sezioni			
	M _{sk} [kNm]	V _{sk} [kNm]	γ _A [-]	M _{sd} [kNm]	V _{sd} [kN]	M _{el rd} [kNm]	M _{pl rd} [kNm]	M _{rd} [kNm]	V _{pl rd} [kN]	M _{rd} / M _{sd} [-]	V _{rd} / V _{sd} [-]	X C/t _f	Y (235/f _y) ^{0.5}		
Combinazione	106.0	189.2	1.0	106.0	189.2	149.2	168.3	149.2	375.5	1.41	> 1	1.98	> 1	6.7	66.6
STATICO	96.0	171.4	1.0	96.0	171.4	149.2	168.3	168.3	375.5	1.75	> 1	2.19	> 1	K: X<Y sez. di classe	
SISMICO	95.5	170.6	1.0	95.5	170.6	149.2	168.3	168.3	375.5	1.76	> 1	2.20	> 1		

Tabella 31: Verifica travi di ripartizione SLU – Cogollo sud – 1

I ordine	Dati da Paratie		Tipo acciaio				Profilato									
	T _{paratie} [KNm/m]	passo [m]	Tipo acciaio	f _{yk} [MPa]	γ _{Mo} [-]	f _{yd} [MPa]	Tipo e numero	b [cm]	t _{flangia} [cm]	t _{web} [cm]	r [cm]	h _{web} [cm]	W _{el} [cm ³]	W _{pl} [cm ³]	A [cm ²]	Av [cm ²]
Combinazione	229.475	2.8	S275	275	1.05	261.9047619	HEB180	18	1.4	0.85	1.5	15.2	426	481	65.3	20.29
STATICO	259.3928571															
SISMICO	266.4892857															

I ordine	Azioni sollecitanti					Azioni resistenti				Verifiche		controllo classe sezioni			
	M _{sk} [kNm]	V _{sk} [kNm]	γ _A [-]	M _{sd} [kNm]	V _{sd} [kN]	M _{el rd} [kNm]	M _{pl rd} [kNm]	M _{rd} [kNm]	V _{pl rd} [kN]	M _{rd} / M _{sd} [-]	V _{rd} / V _{sd} [-]	X C/t _f	Y (235/f _y) ^{0.5}		
Combinazione	90.0	160.6	1.0	90.0	160.6	111.6	126.0	111.6	306.8	1.24	> 1	1.91	> 1	6.4	66.6
STATICO	101.7	181.6	1.0	101.7	181.6	111.6	126.0	111.6	306.8	1.10	> 1	1.69	> 1	K: X<Y sez. di classe	
SISMICO	104.5	186.5	1.0	104.5	186.5	111.6	126.0	111.6	306.8	1.07	> 1	1.64	> 1		

II ordine	Dati da Paratie		Tipo acciaio				Profilato									
	T _{paratie} [KNm/m]	passo [m]	Tipo acciaio	f _{yk} [MPa]	γ _{Mo} [-]	f _{yd} [MPa]	Tipo e numero	b [cm]	t _{flangia} [cm]	t _{web} [cm]	r [cm]	h _{web} [cm]	W _{el} [cm ³]	W _{pl} [cm ³]	A [cm ²]	Av [cm ²]
Combinazione	304.2071429	2.8	S275	275	1.05	261.9047619	HEB200	20	1.5	0.9	1.8	17	569.6	642.5	78.08	24.83
STATICO	303.6285714															
SISMICO	326.8071429															

II ordine	Azioni sollecitanti					Azioni resistenti				Verifiche		controllo classe sezioni			
	M _{sk} [kNm]	V _{sk} [kNm]	γ _A [-]	M _{sd} [kNm]	V _{sd} [kN]	M _{el rd} [kNm]	M _{pl rd} [kNm]	M _{rd} [kNm]	V _{pl rd} [kN]	M _{rd} / M _{sd} [-]	V _{rd} / V _{sd} [-]	X C/t _f	Y (235/f _y) ^{0.5}		
Combinazione	119.2	212.9	1.0	119.2	212.9	149.2	168.3	149.2	375.5	1.25	> 1	1.76	> 1	6.7	66.6
STATICO	119.0	212.5	1.0	119.0	212.5	149.2	168.3	149.2	375.5	1.25	> 1	1.77	> 1	K: X<Y sez. di classe	
SISMICO	128.1	228.8	1.0	128.1	228.8	149.2	168.3	149.2	375.5	1.16	> 1	1.64	> 1		

III ordine	Dati da Paratie		Tipo acciaio				Profilato									
	T _{paratie} [KNm/m]	passo [m]	Tipo acciaio	f _{yk} [MPa]	γ _{Mo} [-]	f _{yd} [MPa]	Tipo e numero	b [cm]	t _{flangia} [cm]	t _{web} [cm]	r [cm]	h _{web} [cm]	W _{el} [cm ³]	W _{pl} [cm ³]	A [cm ²]	Av [cm ²]
Combinazione	309.0464286	2.8	S275	275	1.05	261.9047619	HEB200	20	1.5	0.9	1.8	17	569.6	642.5	78.08	24.83
STATICO	296.5928571															
SISMICO	333.2642857															

III ordine	Azioni sollecitanti					Azioni resistenti				Verifiche		controllo classe sezioni			
	M _{sk} [kNm]	V _{sk} [kNm]	γ _A [-]	M _{sd} [kNm]	V _{sd} [kN]	M _{el rd} [kNm]	M _{pl rd} [kNm]	M _{rd} [kNm]	V _{pl rd} [kN]	M _{rd} / M _{sd} [-]	V _{rd} / V _{sd} [-]	X C/t _f	Y (235/f _y) ^{0.5}		
Combinazione	121.1	216.3	1.0	121.1	216.3	149.2	168.3	149.2	375.5	1.23	> 1	1.74	> 1	6.7	66.6
STATICO	116.3	207.6	1.0	116.3	207.6	149.2	168.3	149.2	375.5	1.28	> 1	1.81	> 1	K: X<Y sez. di classe	
SISMICO	130.6	233.3	1.0	130.6	233.3	149.2	168.3	149.2	375.5	1.14	> 1	1.61	> 1		

IV ordine	Dati da Paratie		Tipo acciaio				Profilato									
	T _{paratie} [KNm/m]	passo [m]	Tipo acciaio	f _{yk} [MPa]	γ _{Mo} [-]	f _{yd} [MPa]	Tipo e numero	b [cm]	t _{flangia} [cm]	t _{web} [cm]	r [cm]	h _{web} [cm]	W _{el} [cm ³]	W _{pl} [cm ³]	A [cm ²]	Av [cm ²]
Combinazione	300.3607143	2.8	S275	275	1.05	261.9047619	HEB200	20	1.5	0.9	1.8	17	569.6	642.5	78.08	24.83
STATICO	282.3178571															
SISMICO	311.6428571															

IV ordine	Azioni sollecitanti					Azioni resistenti				Verifiche		controllo classe sezioni			
	M _{sk} [kNm]	V _{sk} [kNm]	γ _A [-]	M _{sd} [kNm]	V _{sd} [kN]	M _{el rd} [kNm]	M _{pl rd} [kNm]	M _{rd} [kNm]	V _{pl rd} [kN]	M _{rd} / M _{sd} [-]	V _{rd} / V _{sd} [-]	X C/t _f	Y (235/f _y) ^{0.5}		
Combinazione	117.7	210.3	1.0	117.7	210.3	149.2	168.3	149.2	375.5	1.27	> 1	1.79	> 1	6.7	66.6
STATICO	110.7	197.6	1.0	110.7	197.6	149.2	168.3	149.2	375.5	1.35	> 1	1.90	> 1	K: X<Y sez. di classe	
SISMICO	122.2	218.2	1.0	122.2	218.2	149.2	168.3	149.2	375.5	1.22	> 1	1.72	> 1		

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

V ordine	Dati da Paratie		Tipo acciaio				Profilato									
	T _{paratie} [kNm/m]	passo [m]	Tipo acciaio	f _{yk} [MPa]	γ _{Mo} [-]	f _{yd} [MPa]	Tipo e numero	b [cm]	t _{flangia} [cm]	t _{web} [cm]	r [cm]	h _{web} [cm]	W _{el} [cm ³]	W _{pl} [cm ³]	A [cm ²]	Av [cm ²]
Combinazione	280.2	2.8	S275	275	1.05	261.9047619	HEB200	20	1.5	0.9	1.8	17	569.6	642.5	78.08	24.83
STATICO	272.7607143						2									
SISMICO	258.2821429						2									
A2+M2	256.6714286															

V ordine	Azioni sollecitanti					Azioni resistenti				Verifiche			controllo classe sezioni		
	M _{sk} [kNm]	V _{sk} [kNm]	γ _A [-]	M _{sd} [kNm]	V _{sd} [kN]	M _{el rd} [kNm]	M _{pl rd} [kNm]	M _{rd} [kNm]	V _{pl rd} [kN]	M _{rd} / M _{sd} [-]	V _{rd} / V _{sd} [-]	X	Y		
Combinazione	109.8	196.1	1.0	109.8	196.1	149.2	168.3	149.2	375.5	1.36	> 1	1.91	> 1	6.7	66.6
STATICO	109.8	196.1	1.0	109.8	196.1	149.2	168.3	149.2	375.5	1.36	> 1	1.91	> 1	6.7	66.6
SISMICO	101.2	180.8	1.0	101.2	180.8	149.2	168.3	168.3	375.5	1.66	> 1	2.08	> 1	K: X<Y sez. di classe	
A2+M2	100.6	179.7	1.0	100.6	179.7	149.2	168.3	168.3	375.5	1.67	> 1	2.09	> 1		

Tabella 32: Verifica travi di ripartizione SLU – Cogollo sud – 2

I ordine	Dati da Paratie		Tipo acciaio				Profilato									
	T _{paratie} [kNm/m]	passo [m]	Tipo acciaio	f _{yk} [MPa]	γ _{Mo} [-]	f _{yd} [MPa]	Tipo e numero	b [cm]	t _{flangia} [cm]	t _{web} [cm]	r [cm]	h _{web} [cm]	W _{el} [cm ³]	W _{pl} [cm ³]	A [cm ²]	Av [cm ²]
Combinazione	272.7607143	2.8	S275	275	1.05	261.9047619	HEB200	20	1.5	0.9	1.8	17	569.6	642.5	78.08	24.83
STATICO	282.5642857						2									
SISMICO	335.9357143						2									
A2+M2	335.9357143															

I ordine	Azioni sollecitanti					Azioni resistenti				Verifiche			controllo classe sezioni		
	M _{sk} [kNm]	V _{sk} [kNm]	γ _A [-]	M _{sd} [kNm]	V _{sd} [kN]	M _{el rd} [kNm]	M _{pl rd} [kNm]	M _{rd} [kNm]	V _{pl rd} [kN]	M _{rd} / M _{sd} [-]	V _{rd} / V _{sd} [-]	X	Y		
Combinazione	106.9	190.9	1.0	106.9	190.9	149.2	168.3	149.2	375.5	1.40	> 1	1.97	> 1	6.7	66.6
STATICO	106.9	190.9	1.0	106.9	190.9	149.2	168.3	149.2	375.5	1.40	> 1	1.97	> 1	6.7	66.6
SISMICO	110.8	197.8	1.0	110.8	197.8	149.2	168.3	149.2	375.5	1.35	> 1	1.90	> 1	K: X<Y sez. di classe	
A2+M2	131.7	235.2	1.0	131.7	235.2	149.2	168.3	149.2	375.5	1.13	> 1	1.60	> 1		

II ordine	Dati da Paratie		Tipo acciaio				Profilato									
	T _{paratie} [kNm/m]	passo [m]	Tipo acciaio	f _{yk} [MPa]	γ _{Mo} [-]	f _{yd} [MPa]	Tipo e numero	b [cm]	t _{flangia} [cm]	t _{web} [cm]	r [cm]	h _{web} [cm]	W _{el} [cm ³]	W _{pl} [cm ³]	A [cm ²]	Av [cm ²]
Combinazione	279.7714286	2.8	S275	275	1.05	261.9047619	HEB200	20	1.5	0.9	1.8	17	569.6	642.5	78.08	24.83
STATICO	277.225						2									
SISMICO	337.5928571						2									
A2+M2	337.5928571															

II ordine	Azioni sollecitanti					Azioni resistenti				Verifiche			controllo classe sezioni		
	M _{sk} [kNm]	V _{sk} [kNm]	γ _A [-]	M _{sd} [kNm]	V _{sd} [kN]	M _{el rd} [kNm]	M _{pl rd} [kNm]	M _{rd} [kNm]	V _{pl rd} [kN]	M _{rd} / M _{sd} [-]	V _{rd} / V _{sd} [-]	X	Y		
Combinazione	109.7	195.8	1.0	109.7	195.8	149.2	168.3	149.2	375.5	1.36	> 1	1.92	> 1	6.7	66.6
STATICO	109.7	195.8	1.0	109.7	195.8	149.2	168.3	149.2	375.5	1.36	> 1	1.92	> 1	6.7	66.6
SISMICO	108.7	194.1	1.0	108.7	194.1	149.2	168.3	149.2	375.5	1.37	> 1	1.93	> 1	K: X<Y sez. di classe	
A2+M2	132.3	236.3	1.0	132.3	236.3	149.2	168.3	149.2	375.5	1.13	> 1	1.59	> 1		

III ordine	Dati da Paratie		Tipo acciaio				Profilato									
	T _{paratie} [kNm/m]	passo [m]	Tipo acciaio	f _{yk} [MPa]	γ _{Mo} [-]	f _{yd} [MPa]	Tipo e numero	b [cm]	t _{flangia} [cm]	t _{web} [cm]	r [cm]	h _{web} [cm]	W _{el} [cm ³]	W _{pl} [cm ³]	A [cm ²]	Av [cm ²]
Combinazione	296.6892857	2.8	S275	275	1.05	261.9047619	HEB200	20	1.5	0.9	1.8	17	569.6	642.5	78.08	24.83
STATICO	280.4892857						2									
SISMICO	319.4035714						2									
A2+M2	319.4035714															

III ordine	Azioni sollecitanti					Azioni resistenti				Verifiche			controllo classe sezioni		
	M _{sk} [kNm]	V _{sk} [kNm]	γ _A [-]	M _{sd} [kNm]	V _{sd} [kN]	M _{el rd} [kNm]	M _{pl rd} [kNm]	M _{rd} [kNm]	V _{pl rd} [kN]	M _{rd} / M _{sd} [-]	V _{rd} / V _{sd} [-]	X	Y		
Combinazione	116.3	207.7	1.0	116.3	207.7	149.2	168.3	149.2	375.5	1.28	> 1	1.81	> 1	6.7	66.6
STATICO	116.3	207.7	1.0	116.3	207.7	149.2	168.3	149.2	375.5	1.28	> 1	1.81	> 1	6.7	66.6
SISMICO	110.0	196.3	1.0	110.0	196.3	149.2	168.3	149.2	375.5	1.36	> 1	1.91	> 1	K: X<Y sez. di classe	
A2+M2	125.2	223.6	1.0	125.2	223.6	149.2	168.3	149.2	375.5	1.19	> 1	1.68	> 1		

IV ordine	Dati da Paratie		Tipo acciaio				Profilato									
	T _{paratie} [kNm/m]	passo [m]	Tipo acciaio	f _{yk} [MPa]	γ _{Mo} [-]	f _{yd} [MPa]	Tipo e numero	b [cm]	t _{flangia} [cm]	t _{web} [cm]	r [cm]	h _{web} [cm]	W _{el} [cm ³]	W _{pl} [cm ³]	A [cm ²]	Av [cm ²]
Combinazione	279.4321429	2.8	S275	275	1.05	261.9047619	HEB200	20	1.5	0.9	1.8	17	569.6	642.5	78.08	24.83
STATICO	260.0857143						2									
SISMICO	256.5714286						2									
A2+M2	256.5714286															

IV ordine	Azioni sollecitanti					Azioni resistenti				Verifiche			controllo classe sezioni		
	M _{sk} [kNm]	V _{sk} [kNm]	γ _A [-]	M _{sd} [kNm]	V _{sd} [kN]	M _{el rd} [kNm]	M _{pl rd} [kNm]	M _{rd} [kNm]	V _{pl rd} [kN]	M _{rd} / M _{sd} [-]	V _{rd} / V _{sd} [-]	X	Y		
Combinazione	109.5	195.6	1.0	109.5	195.6	149.2	168.3	149.2	375.5	1.36	> 1	1.92	> 1	6.7	66.6
STATICO	109.5	195.6	1.0	109.5	195.6	149.2	168.3	149.2	375.5	1.36	> 1	1.92	> 1	6.7	66.6
SISMICO	102.0	182.1	1.0	102.0	182.1	149.2	168.3	168.3	375.5	1.65	> 1	2.06	> 1	K: X<Y sez. di classe	
A2+M2	100.6	179.6	1.0	100.6	179.6	149.2	168.3	168.3	375.5	1.67	> 1	2.09	> 1		

Tabella 33: Verifica travi di ripartizione SLU – Cogollo sud – 3

Stato limite di esercizio

Le tensioni risultano sempre inferiori al limite $\sigma_s=220$ MPa e la verifica risulta quindi soddisfatta.

Ordine	Profilato	M_{MAX}	V_{MAX}	σ_{max}	τ_{max}	σ_{id}
	[-]	[KN*m]	[KN]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
I	2 HEB180	63.79	113.91	149.74	56.14	178.55
II	2 HEB200	82.08	146.58	144.10	59.03	176.69
III	2 HEB200	84.23	150.41	147.87	60.57	181.31
IV	2 HEB200	88.74	158.47	155.80	63.82	191.03
V	2 HEB200	81.50	145.54	143.08	58.61	175.44

Tabella 34: Verifica travi di ripartizione SLE – Cogollo sud – 1

Ordine	Profilato	M_{MAX}	V_{MAX}	σ_{max}	τ_{max}	σ_{id}
	[-]	[KN*m]	[KN]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
I	2 HEB180	69.20	123.56	162.43	60.90	193.67
II	2 HEB200	91.73	163.80	161.04	65.97	197.46
III	2 HEB200	93.19	166.41	163.61	67.02	200.60
IV	2 HEB200	90.57	161.73	159.01	65.14	194.96
V	2 HEB200	84.49	150.88	148.33	60.76	181.88

Tabella 35: Verifica travi di ripartizione SLE – Cogollo sud – 2

Ordine	Profilato	M_{MAX}	V_{MAX}	σ_{max}	τ_{max}	σ_{id}
	[-]	[KN*m]	[KN]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
I	2 HEB200	82.25	146.87	144.39	59.15	177.05
II	2 HEB200	84.36	150.65	148.11	60.67	181.60
III	2 HEB200	89.46	159.76	157.06	64.34	192.58
IV	2 HEB200	84.26	150.47	147.93	60.60	181.38

Tabella 36: Verifica travi di ripartizione SLE – Cogollo sud – 3

10.4 VERIFICA DELLA TRAVE DI TESTA

La trave di testa, che collega i pali, ha una sezione larga 150 cm e alta 100 cm ed è armata in corrispondenza degli imbrocchi con 14Ø30 ad un lembo e con 14+14Ø30 dall'altro. In corrispondenza degli imbrocchi, i pali verranno tagliati e rimarranno appesi alla trave di testa. Sulla trave agisce un momento ed un taglio dovuti al peso distribuito q equivalente a quello dei pali tagliati sulla larghezza l dell'imbrocco:

$$M_{ks} = M_{max} = \frac{ql^2}{10} \quad e \quad V_{ks} = V_{max} = \frac{ql}{2}$$

AZIONI						
Spezzione medio palo[m]	Largh. scavo	Peso Spezz. KN	Carico distrib. KN/m	Momento PL ² /8 [KNm]	Taglio PL/2 [KN]	
5.2	15	147.03	105.02	2953.66	787.64	
M	N	V	Md	Nd	Vd	
KNm	KN	KN	KNm	KN	KN	
2953.66	0.00	787.64	3839.76	0.00	1023.93	
VERIFICA SLE - T.U. 2008						
Verifica	M	N	σ cls	σ steel	σ lim cls	σ lim steel
S.L.E.	KNm	KN	MPa	MPa	MPa	MPa
	2953.66	0.00	10.84	-243.3	13.07	-360
VERIFICA SLU						
Md	Nd					
KNm	KN					
3839.76	0.00					
VERIFICA TAGLIO (T.U. 2008)						
V	N	Vd	V slu	Coefficiente	Coefficiente	
KN	KN	KN	KN	γ_s	γ_c	
787.64	0.00	1023.93	1023.93	1.15	1.5	
Staffe φ	Passo	Asw	Copriferro	f_{yk} staffe	f_{yd} staffe	f_{cd}
mm	cm	mm ²	cm	Mpa	MPa	MPa
14	15	307.88	7	450	391.30	15.8
altezza utile	bw	σ cp	α c	α	θ	
d [cm]	cm	MPa	-	°	°	
91.90	150	0	1.00	90	30	
V_{Rsd}	V_{Rcd}	V_{Rd}		Verifica		
KN	KN	KN		OK		
1150.58	4244.02	1150.58				

Tabella 37: Verifica trave di testa

11 IMBOCCO COGOLLO NORD

Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche riguardanti le sezioni di paratia esaminate nei calcoli di Cogollo Nord.

11.1 VERIFICA DEI MICROPALI

11.1.1 Spostamenti

Il codice di calcolo ha permesso di valutare il regime deformativo corrispondente ad ogni step di calcolo; nella seguente tabella si riportano i valori massimi degli spostamenti orizzontali evidenziati dall’elaborazione numerica in fase statica: il regime deformativo mostrato dal programma di calcolo è compatibile con la tipologia di struttura considerata e la spinta passiva mobilitata massima è significativamente inferiore al 50% di quella disponibile.

Calcolo	Spostamenti orizzontali [mm]	Utilizzo spinta passiva
Cogollo nord - 1	17.7	5%
Cogollo nord - 2	8.3	5%

Tabella 38: Spostamenti orizzontali

11.1.2 Verifiche a flessione e taglio

La verifica di resistenza dei micropali è stata condotta considerando reagente il solo tubo di acciaio, mentre il calcestruzzo contenuto all’interno è stato considerato per la definizione dell’inerzia e dell’area della sezione equivalente dell’elemento beam utilizzato nella modellazione (nel secondo calcolo, riguardante la berlinese definitiva, per l’omogeneizzazione si è considerato anche il calcestruzzo esterno al tubo, che in fase realizzativa deve essere realizzato con cura in quanto rappresenta il copriferro del tubo in acciaio). Si è analizzata la sezione in corrispondenza della quota del palo z per la quale si verifica lo stato di sollecitazione più gravoso in termini di M e di V.

La tabella seguente riporta, per ogni sezione di calcolo, il tubo considerato nelle verifiche:

Calcolo	Tubo
Cogollo nord - 1	Ø193.7 spessore 16 passo 400
Cogollo nord - 2	Ø168.3 spessore 25 passo 500

Tabella 39: Armatura

Stato Limite Ultimo

Nelle seguenti tabelle sono riportati i risultati delle verifiche condotte. Come è possibile osservare, le verifiche risultano soddisfatte.

	Dati da Paratie			Tipo acciaio			Tubo						
	M _{paratie}	V _{paratie}	passo	Tipo	f _{yk}	γ _{M0}	f _{yd}	[Ø]	t	W _{el}	W _{pl}	A	Av
CASO	[KNm/m]	[KN/m]	[m]	acciaio	[MPa]	[-]	[MPa]	[mm]	[mm]	[cm3]	[cm3]	[cm2]	[cm2]
STATICO	134.38	220.14	0.4	S275	275	1.05	262	193.7	16	367	466	89.3	56.9
SISMICO	125.59	187.59											
A2+M2	228.67	326.2											

	Azioni sollecitanti			Azioni resistenti				Verifiche				controllo classe sezioni			
	M _{sk}	V _{sk}	γ _A	M _{sd}	V _{sd}	M _{el rd}	M _{pl rd}	M _{rd}	V _{pl rd}	M _{rd} / M _{sd}	V _{rd} / V _{sd}	X	Y		
CASO	[kNm]	[kNm]	[-]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[-]	[-]	C/t _f	(235/f _y)*0.5		
STATICO	53.8	88.1	1.0	53.8	88.1	96.1	122.1	122.1	859.8	2.27	> 1	9.76	> 1	6.1	66.6
SISMICO	50.2	75.0	1.0	50.2	75.0	96.1	122.1	122.1	859.8	2.43	> 1	11.46	> 1	OK: X<Y sez. di	
A2+M2	91.5	130.5	1.0	91.5	130.5	96.1	122.1	122.1	859.8	1.33	> 1	6.59	> 1	classe 1	

Tabella 40: Verifica a flessione e taglio SLU – Cogollo Nord – 1

	Dati da Paratie			Tipo acciaio			Tubo						
	M _{paratie}	V _{paratie}	passo	Tipo	f _{yk}	γ _{M0}	f _{yd}	[Ø]	t	W _{el}	W _{pl}	A	Av
CASO	[KNm/m]	[KN/m]	[m]	acciaio	[MPa]	[-]	[MPa]	[mm]	[mm]	[cm3]	[cm3]	[cm2]	[cm2]
STATICO	118.74	169.53	0.5	S275	275	1.05	262	168.3	25	354	449	112.5	71.7
SISMICO	197.52	271.58											
A2+M2	99.06	151.7											

	Azioni sollecitanti			Azioni resistenti				Verifiche				controllo classe sezioni			
	M _{sk}	V _{sk}	γ _A	M _{sd}	V _{sd}	M _{el rd}	M _{pl rd}	M _{rd}	V _{pl rd}	M _{rd} / M _{sd}	V _{rd} / V _{sd}	X	Y		
CASO	[kNm]	[kNm]	[-]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[-]	[-]	C/t _f	(235/f _y)*0.5		
STATICO	59.4	84.8	1.0	59.4	84.8	92.7	117.7	117.7	1083.4	1.98	> 1	12.78	> 1	3.4	66.6
SISMICO	98.8	135.8	1.0	98.8	135.8	92.7	117.7	117.7	1083.4	1.19	> 1	7.98	> 1	OK: X<Y sez. di	
A2+M2	49.5	75.9	1.0	49.5	75.9	92.7	117.7	117.7	1083.4	2.38	> 1	14.28	> 1	classe 1	

Tabella 41: Verifica a flessione e taglio SLU – Cogollo Nord – 2

Stato Limite di Esercizio

Le tensioni risultano sempre inferiori al limite ($\sigma_s=220$ MPa per micropali temporanei e $\sigma_s=284$ MPa per micropali definitivi) e la verifica risulta quindi soddisfatta.

M _{MAX}	V _{MAX}	σ _{max}	τ _{max}	σ _{id}
[KN*m]	[KN]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
41.35	67.74	112.7	15.2	115.7

Tabella 42: Verifica a flessione e taglio SLE – Cogollo Nord – 1

M _{MAX}	V _{MAX}	σ _{max}	τ _{max}	σ _{id}
[KN*m]	[KN]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
45.67	65.2	129.1	11.6	130.7

Tabella 43: Verifica a flessione e taglio SLE – Cogollo Nord – 2

11.2 VERIFICA DEI TIRANTI

Nel seguito si riportano i risultati delle verifiche riguardanti i tiranti previsti in progetto a sostegno delle paratie; le verifiche riguardano la resistenza a trazione dei trefoli in acciaio e la resistenza a sfilamento del bulbo d'ancoraggio, sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche.

11.2.1 Verifiche dei trefoli

Le verifiche sono state condotte accertando, sia in fase statica che in fase sismica, che sia rispettata la condizione: $E_d \leq R_d$.

VERIFICA DEI TREFOLI A TRAZIONE - CONDIZIONE STATICA - A1+M1									
Ordine	numero trefoli	passo tiranti	Tiro max paratie	Area trefolo	f_{yk}	R_d	E_d	R_d/E_d	verifica
[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]	
1	4	2	265.9	1.39	1670	807.4	531.84	1.52	> 1
2	5	2	401.8	1.39	1670	1009.3	803.59	1.26	> 1
3	6	2	236.4	1.39	1670	1211.1	472.81	2.56	> 1
4	3	2.8	42.7	1.39	1670	605.6	119.63	5.06	> 1

VERIFICA DEI TREFOLI A TRAZIONE - CONDIZIONE SISMICA - A1+M1									
Ordine	numero trefoli	passo tiranti	Tiro max paratie	Area trefolo	f_{yk}	R_{sd}	E_{sd}	R_{sd}/E_{sd}	verifica
[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]	
1	4	2	205.4	1.39	1670	807.4	410.85	1.97	> 1
2	5	2	321.3	1.39	1670	1009.3	642.63	1.57	> 1
3	6	2	252.9	1.39	1670	1211.1	505.79	2.39	> 1
4	3	2.8	79.2	1.39	1670	605.6	221.75	2.73	> 1

VERIFICA DEI TREFOLI A TRAZIONE - CONDIZIONE STATICA - A2+M2									
Ordine	numero trefoli	passo tiranti	Tiro max paratie	Area trefolo	f_{yk}	R_d	E_d	R_d/E_d	verifica
[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]	
1	4	2	215.1	1.39	1670	807.4	430.19	1.88	> 1
2	5	2	340.0	1.39	1670	1009.3	679.97	1.48	> 1
3	6	2	353.2	1.39	1670	1211.1	706.43	1.71	> 1
4	3	2.8	120.9	1.39	1670	605.6	338.63	1.79	> 1

VERIFICA DEI TREFOLI A TRAZIONE - CONDIZIONE SISMICA - A2+M2									
Ordine	numero trefoli	passo tiranti	Tiro max paratie	Area trefolo	f_{yk}	R_{sd}	E_{sd}	R_{sd}/E_{sd}	verifica
[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]	
1	4	2	215.4	1.39	1670	807.4	430.77	1.87	> 1
2	5	2	362.7	1.39	1670	1009.3	725.41	1.39	> 1
3	6	2	430.2	1.39	1670	1211.1	860.35	1.41	> 1
4	3	2.8	168.5	1.39	1670	605.6	471.76	1.28	> 1

Tabella 44: Verifica dei trefoli – Cogollo Nord - 1

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

VERIFICA DEI TREFOLI A TRAZIONE - CONDIZIONE STATICA - A1+M1									
Ordine	numero trefoli	passo tiranti	Tiro max paratie	Area trefolo	f_{yk}	R_d	E_d	R_d/E_d	verifica
[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]	
1	5	2	263.7	1.39	1670	1009.3	527.35	1.91	> 1
2	6	2	260.2	1.39	1670	1211.1	520.36	2.33	> 1
3	3	2.8	46.4	1.39	1670	605.6	129.99	4.66	> 1

VERIFICA DEI TREFOLI A TRAZIONE - CONDIZIONE SISMICA - A1+M1									
Ordine	numero trefoli	passo tiranti	Tiro max paratie	Area trefolo	f_{yk}	R_{s_d}	E_{s_d}	R_{s_d}/E_{s_d}	verifica
[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]	
1	5	2	215.7	1.39	1670	1009.3	431.33	2.34	> 1
2	6	2	244.4	1.39	1670	1211.1	488.88	2.48	> 1
3	3	2.8	86.0	1.39	1670	605.6	240.89	2.51	> 1

VERIFICA DEI TREFOLI A TRAZIONE - CONDIZIONE STATICA - A2+M2									
Ordine	numero trefoli	passo tiranti	Tiro max paratie	Area trefolo	f_{yk}	R_d	E_d	R_d/E_d	verifica
[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]	
1	5	2	206.5	1.39	1670	1009.3	413.04	2.44	> 1
2	6	2	200.6	1.39	1670	1211.1	401.10	3.02	> 1
3	3	2.8	35.7	1.39	1670	605.6	100.09	6.05	> 1

VERIFICA DEI TREFOLI A TRAZIONE - CONDIZIONE SISMICA - A2+M2									
Ordine	numero trefoli	passo tiranti	Tiro max paratie	Area trefolo	f_{yk}	R_{s_d}	E_{s_d}	R_{s_d}/E_{s_d}	verifica
[-]	[-]	[m]	[kN/m]	[cm ²]	[MPa]	[kN]	[kN]	[-]	
1	5	2	234.1	1.39	1670	1009.3	468.17	2.16	> 1
2	6	2	303.4	1.39	1670	1211.1	606.75	2.00	> 1
3	3	2.8	110.6	1.39	1670	605.6	309.71	1.96	> 1

Tabella 45: Verifica dei trefoli – Cogollo Nord – 2

11.2.2 Verifiche della lunghezza libera e dell'ancoraggio

Le lunghezze libere dei tiranti sono state definite secondo i criteri esposti in precedenza.

Di seguito sono riassunte le lunghezze adottate per i diversi ordini di tiranti.

ordine	H1 [m]	H2 [m]	Inclinaz. verticale	Inclinaz. orizz.	Angolo d'attrito	Infiss. pannello	L. libera [m]	L. libera + sisma	L. libera arrot. 0.5
1	19.5	1.5	10	0	38.1	4.5	14.29	17.71	18
2	19.5	5.5	10	0	38.8	4.5	12.35	15.30	15.5
3	19.5	9.5	10	0	40	4.5	10.38	12.86	13
4	19.5	14.5	10	0	40	4.5	8.19	10.15	10.5

Tabella 46: Lunghezza libera dei tiranti – Cogollo Nord – 1

ordine	H1 [m]	H2 [m]	Inclinaz. verticale	Inclinaz. orizz.	Angolo d'attrito	Infiss. pannello	L. libera [m]	L. libera + sisma	L. libera arrot. 0.5
1	18.5	2	10	0	39.0	4.5	13.21	19.18	19.5
2	18.5	7	10	0	40	4.5	10.83	15.72	16
3	18.5	12	10	0	40	4.5	8.64	12.55	13

Tabella 47: Lunghezza libera dei tiranti – Cogollo Nord – 2

Nel seguito si riportano le verifiche allo sfilamento del bulbo di ancoraggio.

VERIFICA ANCORAGGIO S.L.U. - CONDIZIONE STATICA - A1+M1									
Ordine	passo tiranti	Tiro max paratie	Lungh. ancorag.	τ terr-fond.	Diametro perforaz.	α sbulbam.	R_d	E_d	R_d/E_d
[-]	[m]	[kN/m]	[m]	[kPa]	[cm]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
1	2	265.9	6.5	167	15	1.2	556.6	531.8	1.05
2	2	401.8	8.0	167	18	1.2	822.1	803.6	1.02
3	2	236.4	11.5	167	18	1.1	1083.3	472.8	2.29
4	2.8	42.7	6.5	167	15	1.1	510.3	119.6	4.27

VERIFICA ANCORAGGIO S.L.U. - CONDIZIONE SISMICA - A1+M1									
Ordine	passo tiranti	Tiro max paratie	Lungh. ancorag.	τ terr-fond.	Diametro perforaz.	α sbulbam.	R_{sd}	E_{sd}	R_{sd}/E_{sd}
[-]	[m]	[kN/m]	[m]	[kPa]	[cm]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
1	2	205.4	6.5	167	15	1.2	556.6	410.9	1.35
2	2	321.3	8.0	167	18	1.2	822.1	642.6	1.28
3	2	252.9	11.5	167	18	1.1	1083.3	505.8	2.14
4	2.8	79.2	6.5	167	15	1.1	510.3	221.8	2.30

VERIFICA ANCORAGGIO S.L.U. - CONDIZIONE STATICA - A2+M2									
Ordine	passo tiranti	Tiro max paratie	Lungh. ancorag.	τ terr-fond.	Diametro perforaz.	α sbulbam.	R_d	E_d	R_d/E_d
[-]	[m]	[kN/m]	[m]	[kPa]	[cm]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
1	2	215.095	6.5	167	15	1.2	556.6	430.2	1.29
2	2	339.985	8.0	167	18	1.2	822.1	680.0	1.21
3	2	353.215	11.5	167	18	1.1	1083.3	706.4	1.53
4	2.8	120.9393	6.5	167	15	1.1	510.3	338.6	1.51

VERIFICA ANCORAGGIO S.L.U. - CONDIZIONE SISMICA - A2+M2									
Ordine	passo tiranti	Tiro max paratie	Lungh. ancorag.	τ terr-fond.	Diametro perforaz.	α sbulbam.	R_d	E_d	R_d/E_d
[-]	[m]	[kN/m]	[m]	[kPa]	[cm]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
1	2	215.385	6.5	167	15	1.2	556.6	430.8	1.29
2	2	362.705	8.0	167	18	1.2	822.1	725.4	1.13
3	2	430.175	11.5	167	18	1.1	1083.3	860.4	1.26
4	2.8	168.4857	6.5	167	15	1.1	510.3	471.8	1.08

Tabella 48: Verifica dell'ancoraggio – Cogollo Nord – 1

VERIFICA ANCORAGGIO S.L.U. - CONDIZIONE STATICA - A1+M1									
Ordine	passo tiranti	Tiro max paratie	Lungh. ancorag.	τ terr-fond.	Diametro perforaz.	α sbulbam.	R_d	E_d	R_d/E_d
[-]	[m]	[kN/m]	[m]	[kPa]	[cm]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
1	2	263.7	6.0	167	18	1.2	565.2	527.4	1.07
2	2	260.2	8.0	167	18	1.1	690.8	520.4	1.33
3	2.8	46.4	5.0	167	15	1.1	359.8	130.0	2.77

VERIFICA ANCORAGGIO S.L.U. - CONDIZIONE SISMICA - A1+M1									
Ordine	passo tiranti	Tiro max paratie	Lungh. ancorag.	τ terr-fond.	Diametro perforaz.	α sbulbam.	R_{sd}	E_{sd}	R_{sd}/E_{sd}
[-]	[m]	[kN/m]	[m]	[kPa]	[cm]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
1	2	215.7	6.0	167	18	1.2	565.2	431.3	1.31
2	2	244.4	8.0	167	18	1.1	690.8	488.9	1.41
3	2.8	86.0	5.0	167	15	1.1	359.8	240.9	1.49

VERIFICA ANCORAGGIO S.L.U. - CONDIZIONE STATICA - A2+M2									
Ordine	passo tiranti	Tiro max paratie	Lungh. ancorag.	τ terr-fond.	Diametro perforaz.	α sbulbam.	R _d	E _d	R _d /E _d
[-]	[m]	[kN/m]	[m]	[kPa]	[cm]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
1	2	206.52	6.0	167	18	1.2	565.2	413.0	1.37
2	2	200.55	8.0	167	18	1.1	690.8	401.1	1.72
3	2.8	35.74643	5.0	167	15	1.1	359.8	100.1	3.59

VERIFICA ANCORAGGIO S.L.U. - CONDIZIONE SISMICA - A2+M2									
Ordine	passo tiranti	Tiro max paratie	Lungh. ancorag.	τ terr-fond.	Diametro perforaz.	α sbulbam.	R _d	E _d	R _d /E _d
[-]	[m]	[kN/m]	[m]	[kPa]	[cm]	[-]	[kN]	[kN]	[-]
1	2	234.085	6.0	167	18	1.2	565.2	468.2	1.21
2	2	303.375	8.0	167	18	1.1	690.8	606.8	1.14
3	2.8	110.6107	5.0	167	15	1.1	359.8	309.7	1.16

Tabella 49: Verifica dell’ancoraggio – Cogollo Nord - 2

11.3 VERIFICA DELLE TRAVI DI RIPARTIZIONI

Stato limite ultimo

I risultati delle verifiche della trave di ripartizione sono riportati nelle tabelle seguenti, in cui compaiono:

- T_{paratie} = azione di trazione nel tirante derivante dal codice di calcolo PARATIE;
- f_{yk} = tensione di snervamento dell’acciaio;
- γ_{M0} = coefficiente riduttivo della resistenza dell’acciaio;
- f_{yd} = tensione di snervamento di progetto dell’acciaio;
- b, t, r, h = caratteristiche geometriche del profilato;
- W_{el} = modulo di resistenza della sezione;
- W_{pl} = modulo di resistenza “plastico” della sezione;
- A = area della sezione del profilato;
- A_v = area ridotta “di taglio”;
- M_{sk} = momento flettente agente sulla sezione di verifica ((T_{paratie}*passo²)/10) ;
- V_{sk} = azione di taglio agente sulla sezione di verifica ((T_{paratie}*passo)/2);
- γ_A = coefficiente amplificativo delle azioni sollecitanti;
- M_{sd} = momento flettente di progetto;
- V_{sd} = azione di taglio agente di progetto;
- M_{pl rd} = momento flettente resistente “plastico” (f_{yd}*W_{pl});
- M_{el rd} = momento flettente resistente “elastico” (f_{yd}*W_{el});
- V_{pl rd} = azione tagliante resistente “plastica” (A_v*f_{yd}/√3)

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

I ordine	Dati da Paratie		Tipo acciaio				Profilato									
	T _{paratie}	passo	Tipo	f _{yk}	γ _{M0}	f _{yd}	Tipo e numero	b	t _{langua}	t _{web}	r	h _{web}	W _{el}	W _{pl}	A	Av
Combinazione	[kNm/m]	[m]	acciaio	[MPa]	[-]	[MPa]	HEB160	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ²]	[cm ²]
STATICO	265.92	2	S275	275	1.05	261.9047619	2	16	1.3	0.8	1.5	13.4	311.5	354	54.25	17.59
SISMICO	205.425															
A2+M2	215.095															

I ordine	Azioni sollecitanti					Azioni resistenti				Verifiche			controllo classe sezioni		
	M _{sk}	V _{sk}	γ _A	M _{sd}	V _{sd}	M _{el rd}	M _{pl rd}	M _{rd}	V _{pl rd}	M _{rd} / M _{sd}	V _{rd} / V _{sd}	X	Y		
Combinazione	[kNm]	[kNm]	[-]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[-]	[-]				
STATICO	53.2	133.0	1.0	53.2	133.0	81.6	92.7	92.7	266.0	1.74	> 1	2.00	> 1	C/t _f	(235/f _y)*0.5
SISMICO	41.1	102.7	1.0	41.1	102.7	81.6	92.7	92.7	266.0	2.26	> 1	2.59	> 1	K: X<Y	sez. di classe
A2+M2	43.0	107.5	1.0	43.0	107.5	81.6	92.7	92.7	266.0	2.16	> 1	2.47	> 1		

II ordine	Dati da Paratie		Tipo acciaio				Profilato									
	T _{paratie}	passo	Tipo	f _{yk}	γ _{M0}	f _{yd}	Tipo e numero	b	t _{langua}	t _{web}	r	h _{web}	W _{el}	W _{pl}	A	Av
Combinazione	[kNm/m]	[m]	acciaio	[MPa]	[-]	[MPa]	HEB180	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ²]	[cm ²]
STATICO	401.795	2	S275	275	1.05	261.9047619	2	18	1.4	0.85	1.5	15.2	426	481	65.3	20.29
SISMICO	321.315															
A2+M2	339.985															

II ordine	Azioni sollecitanti					Azioni resistenti				Verifiche			controllo classe sezioni		
	M _{sk}	V _{sk}	γ _A	M _{sd}	V _{sd}	M _{el rd}	M _{pl rd}	M _{rd}	V _{pl rd}	M _{rd} / M _{sd}	V _{rd} / V _{sd}	X	Y		
Combinazione	[kNm]	[kNm]	[-]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[-]	[-]				
STATICO	80.4	200.9	1.0	80.4	200.9	111.6	126.0	111.6	306.8	1.39	> 1	1.53	> 1	C/t _f	(235/f _y)*0.5
SISMICO	64.3	160.7	1.0	64.3	160.7	111.6	126.0	111.6	306.8	1.74	> 1	1.91	> 1	K: X<Y	sez. di classe
A2+M2	68.0	170.0	1.0	68.0	170.0	111.6	126.0	111.6	306.8	1.64	> 1	1.80	> 1		

III ordine	Dati da Paratie		Tipo acciaio				Profilato									
	T _{paratie}	passo	Tipo	f _{yk}	γ _{M0}	f _{yd}	Tipo e numero	b	t _{langua}	t _{web}	r	h _{web}	W _{el}	W _{pl}	A	Av
Combinazione	[kNm/m]	[m]	acciaio	[MPa]	[-]	[MPa]	HEB160	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ²]	[cm ²]
STATICO	236.405	2	S275	275	1.05	261.9047619	2	16	1.3	0.8	1.5	13.4	311.5	354	54.25	17.59
SISMICO	252.895															
A2+M2	353.215															

III ordine	Azioni sollecitanti					Azioni resistenti				Verifiche			controllo classe sezioni		
	M _{sk}	V _{sk}	γ _A	M _{sd}	V _{sd}	M _{el rd}	M _{pl rd}	M _{rd}	V _{pl rd}	M _{rd} / M _{sd}	V _{rd} / V _{sd}	X	Y		
Combinazione	[kNm]	[kNm]	[-]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[-]	[-]				
STATICO	47.3	118.2	1.0	47.3	118.2	81.6	92.7	92.7	266.0	1.96	> 1	2.25	> 1	C/t _f	(235/f _y)*0.5
SISMICO	50.6	126.4	1.0	50.6	126.4	81.6	92.7	92.7	266.0	1.83	> 1	2.10	> 1	K: X<Y	sez. di classe
A2+M2	70.6	176.6	1.0	70.6	176.6	81.6	92.7	81.6	266.0	1.15	> 1	1.51	> 1		

IV ordine	Dati da Paratie		Tipo acciaio				Profilato									
	T _{paratie}	passo	Tipo	f _{yk}	γ _{M0}	f _{yd}	Tipo e numero	b	t _{langua}	t _{web}	r	h _{web}	W _{el}	W _{pl}	A	Av
Combinazione	[kNm/m]	[m]	acciaio	[MPa]	[-]	[MPa]	HEB160	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm ³]	[cm ³]	[cm ²]	[cm ²]
STATICO	42.725	2.8	S275	275	1.05	261.9047619	2	16	1.3	0.8	1.5	13.4	311.5	354	54.25	17.59
SISMICO	79.1964															
A2+M2	120.939															

IV ordine	Azioni sollecitanti					Azioni resistenti				Verifiche			controllo classe sezioni		
	M _{sk}	V _{sk}	γ _A	M _{sd}	V _{sd}	M _{el rd}	M _{pl rd}	M _{rd}	V _{pl rd}	M _{rd} / M _{sd}	V _{rd} / V _{sd}	X	Y		
Combinazione	[kNm]	[kNm]	[-]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[-]	[-]				
STATICO	16.7	29.9	1.0	16.7	29.9	81.6	92.7	92.7	266.0	5.54	> 1	8.89	> 1	C/t _f	(235/f _y)*0.5
SISMICO	31.0	55.4	1.0	31.0	55.4	81.6	92.7	92.7	266.0	2.99	> 1	4.80	> 1	K: X<Y	sez. di classe
A2+M2	47.4	84.7	1.0	47.4	84.7	81.6	92.7	92.7	266.0	1.96	> 1	3.14	> 1		

Tabella 50: Verifica travi di ripartizione SLU – Cogollo Nord – 1

In corrispondenza della berlinese permanente, le travi di ripartizione sono realizzate in CA, con calcestruzzo C28/35, di dimensioni 60 x 40 cm, armate con 4Ø24 su entrambi i lati e staffe Ø14 passo 20cm.

I ordine	T _{paratie}	passo	M _{sd}	V _{sd}
Combinazione	[kNm/m]	[m]	[kNm]	[kN]
STATICO	263.675	2	105.5	263.7
SISMICO	215.665		86.3	215.7
A2+M2	206.52		82.6	206.5

II ordine				
Combinazione	$T_{paratie}$ [KNm/m]	passo [m]	M_{sd} [kNm]	V_{sd} [kN]
STATICO	260.18	2	104.1	260.2
SISMICO	244.44		97.8	244.4
A2+M2	200.55		80.2	200.6
III ordine				
Combinazione	$T_{paratie}$ [KNm/m]	passo [m]	M_{sd} [kNm]	V_{sd} [kN]
STATICO	46.425	2.8	36.4	65.0
SISMICO	86.0321		67.4	120.4
A2+M2	35.7464		28.0	50.0

Tabella 51: Verifica travi di ripartizione SLU – Cogollo Nord – 2

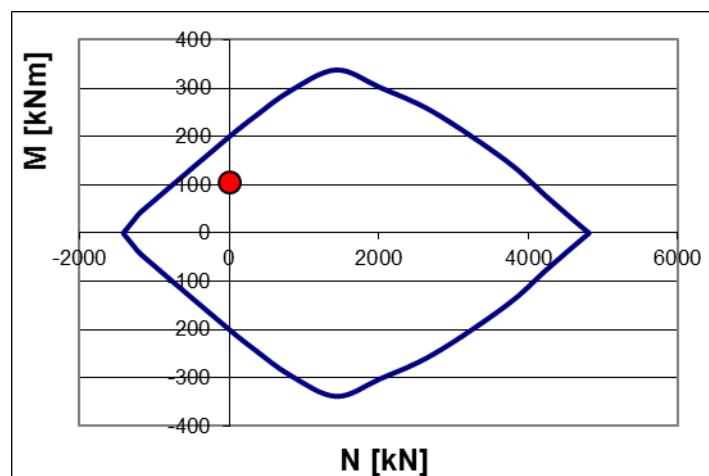


Figura 22 - Verifica a flessione – Cogollo Nord – 2

Combinazione	N [kN]	V_{sd} [kN]	V_{Rcd} [kN]	V_{Rsd} [kN]
A1+M1	0	263.7	765.04	291.67

Tabella 52: Verifica a taglio - travi di ripartizione – Cogollo Nord – 2

Stato limite di esercizio

Nelle travi di ripartizione in acciaio, le tensioni risultano sempre inferiori al limite $\sigma_s=220$ MPa e la verifica risulta quindi soddisfatta.

Ordine	Profilato	M _{MAX}	V _{MAX}	σ _{max}	τ _{max}	σ _{id}
	[-]	[KN*m]	[KN]	[MPa]	[MPa]	[MPa]
I	2 HEB160	40.91	102.28	131.34	58.15	165.50
II	2 HEB180	61.82	154.54	145.11	76.16	196.11
III	2 HEB160	36.37	90.93	116.76	51.69	147.13
IV	2HEB160	12.88	23.01	41.36	13.08	47.15

Tabella 53: Verifica travi di ripartizione SLE – Cogollo Nord – 1

Nelle travi definitive in CA, a carattere definitivo, le tensioni risultano compatibili coi limiti di normativa e l’apertura delle fessure è inferiore a 0.2mm.

Ordine	T _{paratie}	passo	M _{MAX}	σ _c	σ _s	w _k
	[kNm]	[m]	[KN*m]	[MPa]	[MPa]	[mm]
I	202.8	2	81.1	6.38	-162.5	0.18
II	200.14	2	80.06	6.30	-160.2	0.18
III	35.71	2.8	28.00	2.2	-56.0	0.06

Tabella 54: Verifica travi di ripartizione SLE – Cogollo Nord – 2

11.4 VERIFICA DELLA TRAVE DI TESTA

La trave di testa, che collega i micropali, ha una sezione larga 70 cm e alta 80 cm ed è armata in corrispondenza degli imbocchi con 4Ø26 ad un lembo e con 4+4Ø26 dall’altro. In corrispondenza degli imbocchi, i micropali verranno tagliati e rimarranno appesi alla trave di testa. Sulla trave agisce un momento ed un taglio dovuti al peso distribuito q equivalente a quello dei micropali tagliati sulla larghezza l dell’imbocco:

$$M_{ks} = M_{max} = \frac{ql^2}{10} \quad \text{e} \quad V_{ks} = V_{max} = \frac{ql}{2}$$

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

AZIONI						
Spezzione medio palo[m]	Largh. scavo	Peso Spezz. KN	Carico distrib. KN/m	Momento PL ² /8 [KNm]	Taglio PL/2 [KN]	
7	15	7.92	19.79	556.65	148.44	
M	N	V	Md	Nd	Vd	
KNm	KN	KN	KNm	KN	KN	
556.65	0.00	148.44	723.65	0.00	192.97	
VERIFICA SLE - T.U. 2008						
Verifica	M	N	σ cls	σ steel	σ lim cls	σ lim steel
S.L.E.	KNm	KN	MPa	MPa	MPa	MPa
	556.65	0.00	8.87	-239.2	13.07	-360
VERIFICA SLU						
Md	Nd					
KNm	KN					
723.65	0.00					
VERIFICA TAGLIO (T.U. 2008)						
V	N	Vd	V slu	Coefficiente	Coefficiente	
KN	KN	KN	KN	γ _s	γ _c	
148.44	0.00	192.97	192.97	1.15	1.5	
Staffe φ	Passo	Asw	Copriferro	fyk staffe	fyd staffe	fcd
mm	cm	mm ²	cm	Mpa	MPa	MPa
14	25	307.88	7	450	391.30	15.8
altezza utile	bw	σ cp	α c	α	θ	
d [cm]	cm	MPa	-	°	°	
71.70	70	0	1.00	90	30	
V Rsd	V Rcd	V Rd		Verifica		
KN	KN	KN		OK		
538.61	1545.21	538.61				

Tabella 55: Verifica trave di testa

Nella zona della berlinese temporanea, parte della trave di testa è tirantata. Considerando una sezione larga 80 cm e alta 70 cm e armata con 4Ø26 ad entrambi i lati, si verifica che la trave sia in grado di sostenere il carico trasmesso dal I ordine di tiranti: il momento ed il taglio sono dovuti al peso distribuito q equivalente al tiro dei tiranti su una lunghezza l pari al passo dei tiranti:

$$M_{ks} = M_{\max} = \frac{ql^2}{10} \quad \text{e} \quad V_{ks} = V_{\max} = \frac{ql}{2}$$

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

VERIFICA SLE						
Verifica	M	N	σ cls	σ steel	σ lim cls	σ lim steel
S.L.E.	KNm	KN	MPa	MPa	MPa	MPa
	164.00	0.00	3.73	-143.1	13.07	-360
					OK	OK
VERIFICA SLU						
Md	Nd					
KNm	KN					
212.30	0.00					
VERIFICA TAGLIO (T.U. 2008)						
			V slu			
			KN			
			530.76			
		Coefficiente				
		γ_s				
		1.15				
		Coefficiente				
		γ_c				
		1.5				
Staffe ϕ	Passo	Asw	Copriferro	f_{yk} staffe	f_{yd} staffe	f_{cd}
mm	cm	mm ²	cm	Mpa	MPa	MPa
14	20	307.88	7	450	391.30	15.8
altezza utile	bw	σ cp	α c	α	θ	
d [cm]	cm	MPa	-	°	°	
62.10	80	0	1.00	90	30	
V_{Rsd}	V_{Rcd}			V_{Rd}		
KN	KN			KN		
583.12	1529.51			583.12		
				Verifica		
				OK		

Tabella 56: Verifica trave di testa

12 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALE

In accordo con quanto indicato nel Decreto del Ministero delle Infrastrutture 14.01.2008 - Testo Unico “Norme Tecniche per le Costruzioni”, le verifiche di stabilità globali sono state condotte secondo il metodo semiprobabilistico basato sull’impiego dei “coefficienti parziali di sicurezza”.

12.1 Modello di calcolo

L’esame della condizioni di stabilità è stato condotto utilizzando gli usuali metodi dell’equilibrio limite. Le analisi di stabilità sono state eseguite utilizzando il programma di calcolo SLOPE / W.

Il programma si basa sull'applicazione di diversi metodi dell'equilibrio limite in condizioni bidimensionali quali il metodo di Morgenstern-Price, Bishop semplificato (1955), quello di Janbu semplificato (1973) e quello di Spencer (1967). I fattori di sicurezza presi in considerazione nel seguito sono stati ottenuti tramite il metodo di Morgenstern-Price.

Il metodo valuta le condizioni di stabilità di un pendio naturale o di una scarpata artificiale ricercando per tentativi la superficie di scivolamento "critica" (ossia quella a cui compete il coefficiente di sicurezza F_s minimo) e verificando se tale valore risulta maggiore o minore di 1.1 (combinazione A2+M2+R2). Il valore di $F_s=1.1$ corrisponde ad una situazione di incipiente scivolamento del pendio lungo la superficie di scorrimento considerata.

Il metodo si basa sulla considerazione dell'equilibrio di un blocco (o "cuneo") rigido di terreno rappresentato nella seguente figura.

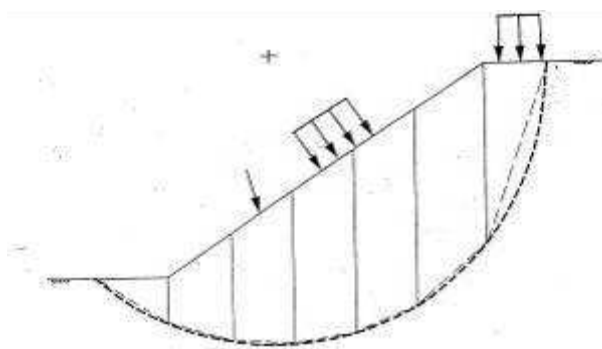


Figura 23 - Suddivisione in conci del meccanismo di rottura

Il cuneo è soggetto sia all'azione del peso proprio sia a quella di eventuali forze esterne di varia natura (sovraccarichi verticali, azioni dei tiranti, forze di inerzia sismiche, ecc.); inoltre è possibile considerare la presenza della falda all'interno del pendio, trascurando il fenomeno di filtrazione.

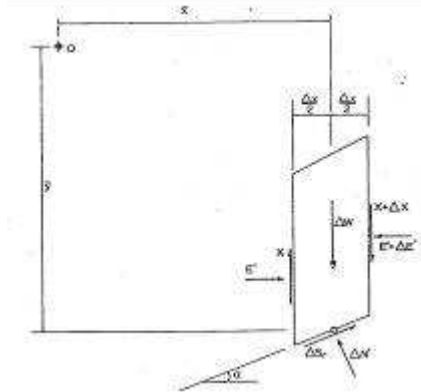


Figura 24 - Forze agenti sul singolo concio

A questo scopo il blocco viene dapprima suddiviso in conci e l'equilibrio globale è analizzato come somma dell'equilibrio di ciascuno di essi facendo delle assunzioni semplificatrici sulle forze reciproche tra i conci.

Il metodo consente di valutare un valore del coefficiente di sicurezza medio della superficie di scivolamento definito come:

$$F_s = \frac{(\tau_{ult})_m}{\tau_m}$$

essendo:

- $(\tau_{ult})_m$ = resistenza al taglio media del terreno lungo la superficie di scivolamento;
- τ_m = tensione tangenziale media mobilitata lungo la superficie di scivolamento.

Il programma ricerca automaticamente la superficie di scorrimento "critica" con un procedimento iterativo basato sul tracciamento automatico delle superfici circolari e sul successivo calcolo del coefficiente di sicurezza di ciascuna di esse.

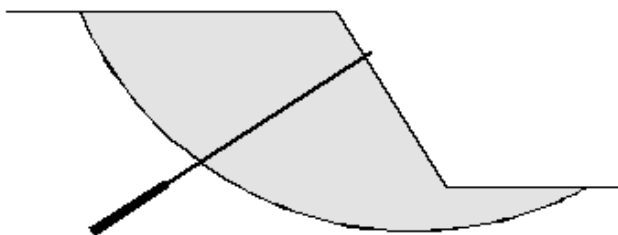
A questo proposito viene dapprima individuato un settore di passaggio (o un punto) comune a tutte le superfici di scivolamento (ad esempio: un tratto su uno dei contorni del pendio) ed una griglia di punti che vengono utilizzati come centro delle varie possibili superfici di scivolamento. Per ciascuna di esse viene eseguito il calcolo del coefficiente di sicurezza ed il valore più piccolo tra quelli ottenuti è assegnato all'intero pendio.

Eventualmente la procedura può essere ripetuta imponendo altri vincoli alle superfici di scivolamento in modo da migliorare l'affidabilità della ricerca.

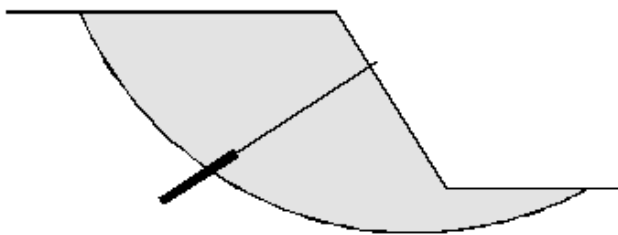
L’analisi tiene conto della presenza dei tiranti e si possono verificare 3 condizioni:

- a) il bulbo di ancoraggio ricade completamente al di fuori della superficie critica di scorrimento e quindi la resistenza allo sfilamento è moltiplicata per la lunghezza di ancoraggio;
- b) la superficie di scorrimento taglia il bulbo ed in questo caso solo la parte di bulbo all’esterno della superficie resiste allo sfilamento;
- c) il bulbo è all’interno della superficie di scorrimento e quindi non lavora a trazione.

(a) Full reinforcement load is mobilized



(b) Partial reinforcement load is mobilized (Calculated as: Effective Bond Length x Bond Resistance)



(c) No reinforcement load is mobilized

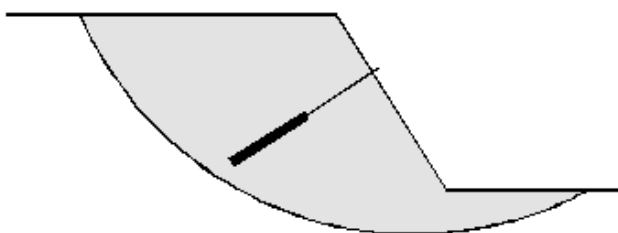


Figura 25 - Sfruttamento dei tiranti

Nel seguito, si analizza la superficie di scorrimento critica passante per il piede della paratia (imposta passante a circa 50cm al di sopra del piede), considerando l’effettivo utilizzo dei tiranti, che vengono inizializzati con una forza pari al pretiro.

12.2 Parametri di calcolo

L'analisi di stabilità è stata condotta in corrispondenza della sezione più rappresentativa degli imbocchi: per Cogollo Sud, si analizza la condizione a breve termine della paratia con la massima altezza fuori scavo (sezione 2), mentre a lungo termine si procederà col ritombamento degli sbancamenti effettuati; nel caso di Cogollo Nord, si considera la stabilità della seconda sezione, quella definitiva, che deve sostenere un sisma con tempo di ritorno di 1898 anni.

Per l'analisi statica, si è fatto riferimento alla combinazione A2+M2, utilizzando nella verifica i seguenti parametri di progetto ridotti:

Terreno	Profondità da p.c. [m]	γ [kN/m ³]	E [MPa]	ϕ [°]	c' [kPa]
Detrito - a	0 - 10	22	100	29.3	0
Detrito - b	10 - 20	23	150	31.1	0
Detrito - c	> 20	23	200	31.1	0

Tabella 57: Parametri di progetto – Analisi statica (A2+M2) - Cogollo Sud - 2

Terreno	Profondità da p.c. [m]	γ [kN/m ³]	E [MPa]	ϕ [°]	c' [kPa]
Detrito - a	0 - 10	22	100	29.3	0
Cappellaccio	10 - 15	26	2800	33.9	56
Dolomia	> 15	26.5	15000	33.9	304

Tabella 58: Parametri di progetto – Analisi statica (A2+M2) - Cogollo Nord – 2

In condizioni sismiche, invece, la verifica è stata condotta con i seguenti parametri:

Terreno	Profondità da p.c. [m]	γ [kN/m ³]	E [MPa]	ϕ [°]	c' [kPa]
Detrito - a	0 - 10	22	100	35	0
Detrito - b	10 - 20	23	150	37	0
Detrito - c	> 20	23	200	37	0

Tabella 59: Parametri di progetto – Analisi sismica (A1+M1) - Cogollo Sud - 2

Terreno	Profondità da p.c. [m]	γ [kN/m ³]	E [MPa]	ϕ [°]	c' [kPa]
Detrito - a	0 - 7	22	100	35	0
Cappellaccio	7 - 12	26	2800	40	70
Dolomia	> 12	26.5	15000	40	380

Tabella 60: Parametri di progetto – Analisi sismica (A1+M1) - Cogollo Nord - 2

L'azione di un ipotetico sisma è stata tenuta in considerazione introducendo i seguenti coefficienti sismici:

$$k_h = \beta_s \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0,5k_h$$

dove:

β_s = coefficiente di riduzione dell’azione orizzontale massima attesa, dipendente dall’accelerazione massima e dalla categoria di sottosuolo;

$a_{max} = a_g S_S S_T$ = accelerazione orizzontale massima attesa.

12.3 Risultati

Le analisi eseguite mostrano fattori di sicurezza compatibili coi limiti di normativa.

Analisi	H _{scavo} [m]	F _{s statico}
Cogollo Sud - 2	21	1.683
Cogollo Nord - 2	18.5	2.579

Tabella 61: Analisi di stabilità globale - statica

Analisi	a _g [g]	Sottosuolo	S _S	S _T	β _s	K _h [g]	K _v [g]	F _{s sismico}
Cogollo Sud - 2	0.133	B	1.2	1.0	0.24	0.038	0.019	1.946
Cogollo Nord - 2	0.251	A	1.0	1.2	0.3	0.09	0.045	2.816

Tabella 62: Analisi di stabilità globale - sismica

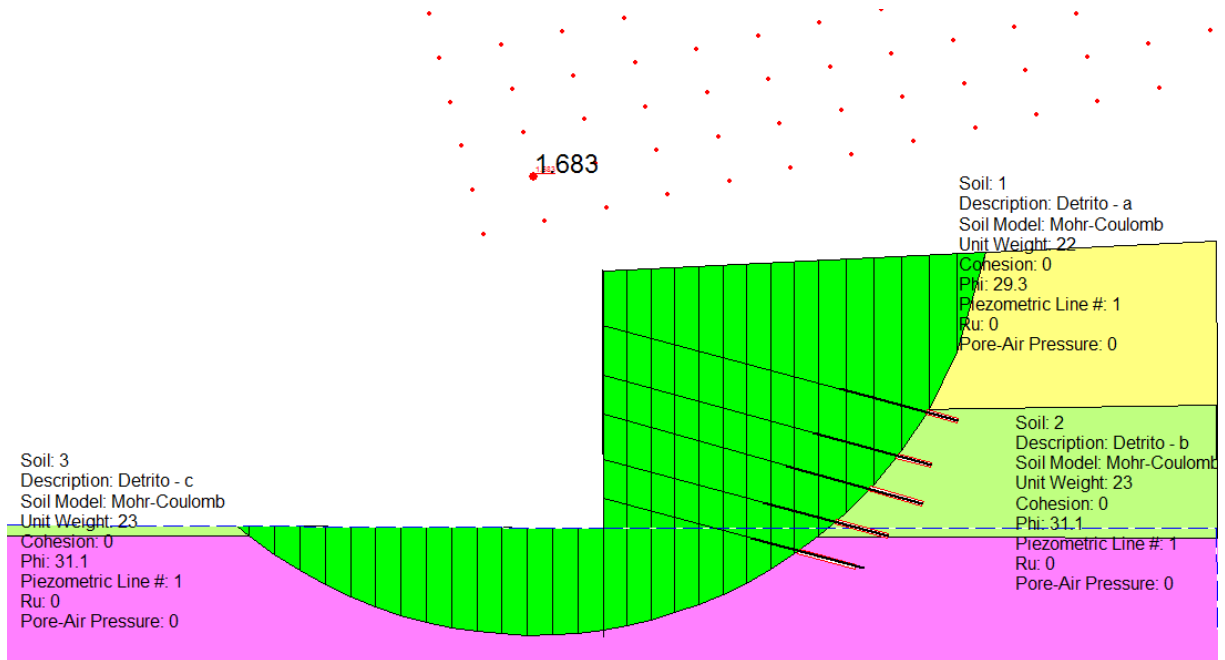


Figura 26 - Analisi stabilità statica Cogollo Sud – 2

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

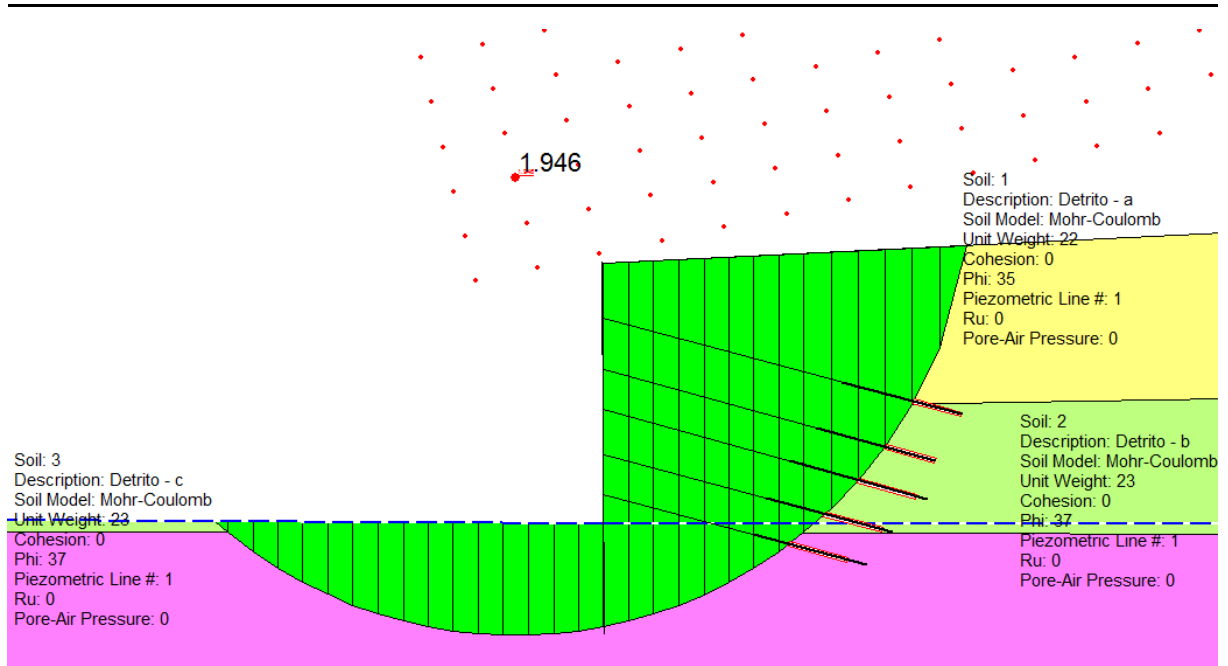


Figura 27 - Analisi stabilità sismica Cogollo Sud - 2

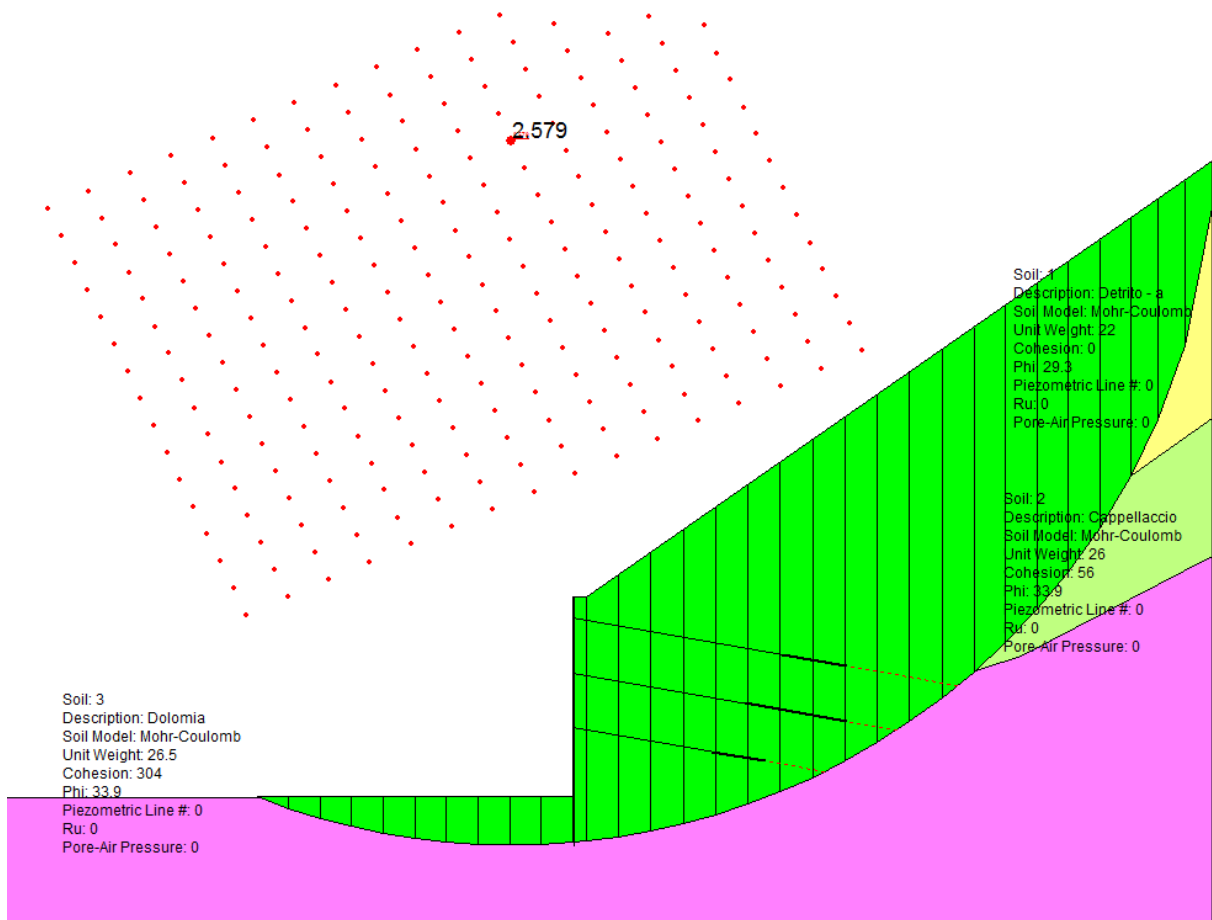


Figura 28 - Analisi stabilità statica Cogollo Nord - 2

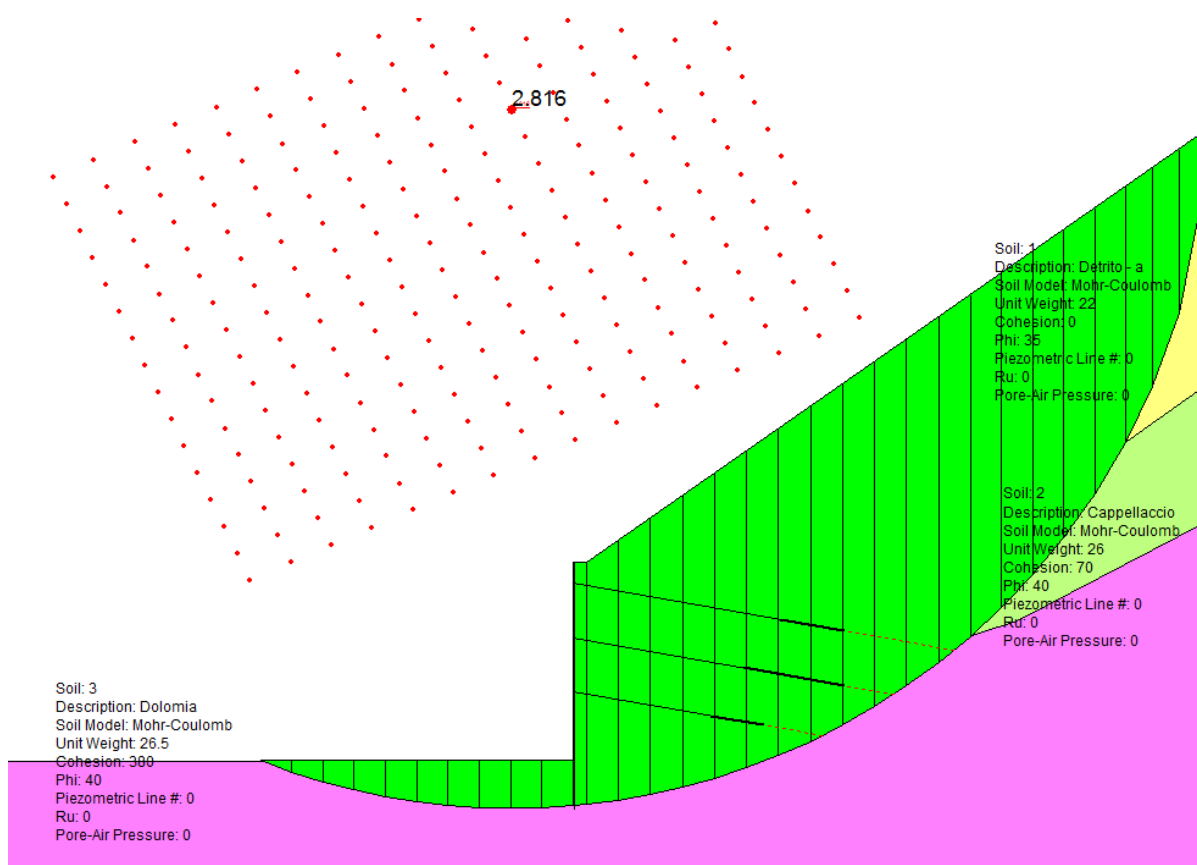


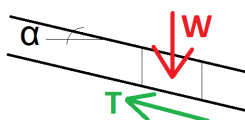
Figura 29 - Analisi stabilità sismica Cogollo Nord – 2

In aggiunta ai risultati delle analisi di stabilità globale presentate, che già indagano i possibili meccanismi franosi nella zona di influenza dello scavo della paratia di imbocco (incluso almeno 50m a monte dell’opera), nel seguito si forniscono ulteriori valutazioni circa la stabilità globale del versante su più larga scala. Bisogna però considerare il fatto che parte della zona di imbocco verrà poi ritombata a fine lavori, andando a re-stabilire, almeno in parte, il contributo favorevole del peso al piede del pendio soggetto ad eventuali meccanismi rotazionali più profondi o meccanismi traslazionali.

L’imbocco sud, completamente in detrito, è situato in un’area a bassa pendenza, arrivando a 15° oltre i 100m di distanza dall’imbocco, ormai all’esterno della possibile area interessata da spostamenti indotti dallo scavo. Secondo quanto riportato nella tavola J16L1_03_06_04_001_0105_OPD “Carta degli elementi del PAI”, la zona di imbocco sud non è affetta da fenomeni franosi recenti e la pendenza del pendio è tale per cui non si prevedono nemmeno meccanismi traslazionali, una volta scavata la zona di imbocco.

Quanto detto è supportato dalla valutazione analitica della stabilità del pendio infinitamente esteso, definito dalle seguenti equazioni di equilibrio:

$$\begin{cases} N = W \cdot \cos \alpha \\ T = W \cdot \sin \alpha \end{cases}$$



E dall'equazione derivante dalla formulazione del legame costitutivo:

$$T_{lim} = N \cdot \tan \phi + \frac{c}{\cos \alpha}$$

Con il livello di falda che rimane al di sotto del piano di scavo nella zona di imbocco, FS risulta:

$$FS = \frac{T_{lim}}{T} = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha}$$

Assumendo per il detrito $c=0\text{kPa}$, $\phi=35^\circ$ (al minimo), in combinazione A2M2 si ottiene FS pari a 2.1 (> di 1.1) per la massima inclinazione del pendio (pari a 15°).

α [°]	15
--------------	----

H_{scavo}	γ	W	N	T	ϕ	c	T_{lim}	FS
[m]	[kN/m ³]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[°]	[kPa]	[kPa]	[-]
2	22.0	44.0	42.5	11.4	35.0	0.0	23.8	2.1
4	22.0	88.0	85.0	22.8	35.0	0.0	47.6	2.1
6	22.0	132.0	127.5	34.2	35.0	0.0	71.4	2.1
8	22.0	176.0	170.0	45.6	35.0	0.0	95.2	2.1
10	22.0	220.0	212.5	56.9	35.0	0.0	119.0	2.1
12	23.0	266.0	256.9	68.8	37.0	0.0	154.9	2.2
14	23.0	312.0	301.4	80.8	37.0	0.0	181.7	2.2
16	23.0	358.0	345.8	92.7	37.0	0.0	208.5	2.2
18	23.0	404.0	390.2	104.6	37.0	0.0	235.2	2.2
20	23.0	450.0	434.7	116.5	37.0	0.0	262.0	2.2
22	23.0	496.0	479.1	128.4	37.0	0.0	288.8	2.2

Come precedentemente verificato, all'imbocco nord la paratia assicura la stabilità della zona detritica a monte (di ridotta estensione, come mostrato nella monografia di imbocco) oltre la quale si erge la parete di versante in dolomia, con pendenze che raggiungono quasi i 45° .

Anche in questo caso la verifica alla traslazione di pendio infinitamente esteso è soddisfatta:

α [°]	45
--------------	----

H_{scavo} [m]	γ [kN/m ³]	W [kPa]	N [kPa]	T [kPa]	ϕ [°]	c [kPa]	T_{lim} [kPa]	FS [-]
1	26.0	26.0	18.4	18.4	40.0	70.0	91.5	5.0
2	26.0	52.0	36.8	36.8	40.0	70.0	103.9	2.8
3	26.0	78.0	55.2	55.2	40.0	70.0	116.2	2.1
4	26.0	104.0	73.5	73.5	40.0	70.0	128.6	1.7
5	26.0	130.0	91.9	91.9	40.0	70.0	140.9	1.5
6	26.5	156.5	110.7	110.7	40.0	380.0	504.2	4.6
9	26.5	236.0	166.9	166.9	40.0	380.0	541.9	3.2
12	26.5	315.5	223.1	223.1	40.0	380.0	579.7	2.6
15	26.5	395.0	279.3	279.3	40.0	380.0	617.4	2.2
18	26.5	474.5	335.5	335.5	40.0	380.0	655.2	2.0
21	26.5	554.0	391.7	391.7	40.0	380.0	692.9	1.8

Quindi, in accordo con quanto riportato nella tavola J16L1_03_06_04_001_0105_OPD, all'imbocco Nord non sono presenti frane attive e la paratia d'imbocco assicura la stabilità del piede del versante in detrito e di conseguenza non modifica la condizione al contorno del pendio infinitamente esteso, anch'esso in equilibrio.

13 IMBOCCO COGOLLO NORD – MURO DEFINITIVO

Per la fase di risistemazione finale della zona di imbocco, è previsto un muro a carattere definitivo a delimitazione del ritombamento della canna sud.

Il muro analizzato è, nella sezione più gravosa, alto circa 19m, più uno sperone di 1m di profondità, necessario per soddisfare la verifica a scorrimento in combinazione A2+M2. Il piede è lungo complessivamente 8.5m, di cui 2m occupati dalla mensola di valle e 4.5m dalla mensola di monte, su cui grava il ritombamento, caratterizzato da coesione nulla, angolo d’attrito pari a 30° e peso pari a 18kN/m³, date le difficoltà a compattare il terreno. Il paramento ha una sezione crescente linearmente con la profondità, da un minimo di 0.75m ad un massimo di 2m, mentre la fondazione ha i piedi rastremati da 1m a 1.5m, in corrispondenza del paramento.

Il muro sostiene la porzione di terreno compresa tra il paramento e la galleria di canna sud, per una larghezza di meno di 2 metri superiore alla lunghezza del piede di monte: ne risulta che il cuneo di spinta effettivamente gravante sul muro è inferiore a quello che verrà nel seguito verificato. Il muro assicura la stabilità globale in direzione ortogonale alla galleria e, permettendone il ritombamento, lascia a quest’ultimo la ricreazione del piede di versante in direzione parallela alla galleria.

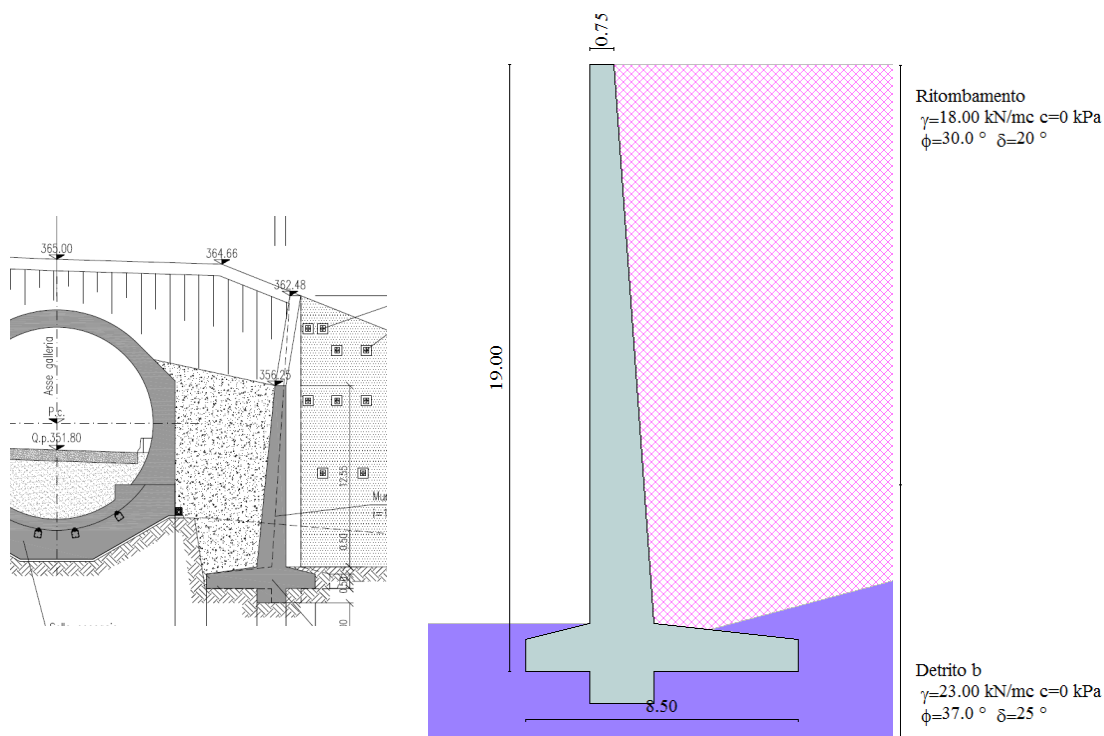


Figura 30 - Modello di calcolo

13.1 VERIFICHE GEOTECNICHE

Nel seguito si riportano le combinazioni di carico analizzate, in accordo con le NTC2008, ed i coefficienti utilizzati nelle analisi:

Elenco Combinazioni APPROCCIO 1				
Combinazioni generate				
Comb n°	Caso	Sisma orizzontale	Sisma verticale	Peso muro / terrapieno
1	A1-M1	Assente	--	FAV - FAV
2	A2-M2	Assente	--	SFAV - SFAV
3	EQU	Assente	--	FAV - FAV
4	STAB	Assente	--	SFAV - SFAV
5	A1-M1	Presente	Verticale negativo	SFAV - SFAV
6	A1-M1	Presente	Verticale positivo	SFAV - SFAV
7	A2-M2	Presente	Verticale positivo	SFAV - SFAV
8	A2-M2	Presente	Verticale negativo	SFAV - SFAV
9	EQU	Presente	Verticale negativo	FAV - FAV
10	EQU	Presente	Verticale positivo	FAV - FAV
11	STAB	Presente	Verticale positivo	SFAV - SFAV
12	STAB	Presente	Verticale negativo	SFAV - SFAV
13	SLEQ	Assente	--	SFAV - SFAV
14	SLEQ	Presente	Verticale positivo	SFAV - SFAV
15	SLEQ	Presente	Verticale negativo	SFAV - SFAV

Tabella 63: Combinazioni di carico

Carichi	Effetto	Simbolo	Combinazioni statiche				Combinazioni sismiche		
			HYD	EQU	A1	A2	EQU	A1	A2
Permanenti	Favorevole	γ_{Gfav}	0.90	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Permanenti	Sfavorevole	γ_{Gsfav}	1.30	1.10	1.30	1.00	1.00	1.00	1.00
Variabili	Favorevole	γ_{Qfav}	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Variabili	Sfavorevole	γ_{Qsfav}	1.50	1.50	1.50	1.30	1.00	1.00	1.00

Tabella 64: Coefficienti di sicurezza sulle azioni

Parametro	Simbolo	Combinazioni statiche		Combinazioni sismiche	
		M1	M2	M1	M2
Tangente dell'angolo di attrito	$\gamma_{\tan \phi}$	1.00	1.25	1.00	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.00	1.25	1.00	1.25
Resistenza non drenata	γ_{cu}	1.00	1.40	1.00	1.40
Resistenza a compressione uniassiale	γ_{qu}	1.00	1.60	1.00	1.60
Peso dell'unità di volume	γ_{γ}	1.00	1.00	1.00	1.00

Tabella 65: Coefficienti di sicurezza sulla resistenza dei terreni

N.T.C. 2008

Analisi SLU

Accelerazione al suolo a_g [m/s²] $a_g/g = 0.26$

Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale F_0

Periodo inizio tratto spettro a velocità costante T_{c^*}

Tipo di sottosuolo - Coefficiente stratigrafico S_s

Coefficiente di riduzione (β_m)

Analisi SLE

Accelerazione al suolo a_g [m/s²] $a_g/g = 0.11$

Massimo fattore amplificazione spettro orizzontale F_0

Periodo inizio tratto spettro a velocità costante T_{c^*}

Coefficiente stratigrafico S_s

Coefficiente di riduzione (β_m)

Coefficiente amplificazione topografica S_T

$K_h = a_g/g * S_s * S_T * \beta_m$

Tabella 66: Dati per l'analisi sismica

Le verifiche danno tutte esito positivo e si evidenzia come le verifiche più gravose risultino quelle in combinazione A2+M2, in presenza di sisma.









Risultati Analisi - Comb. 1				
Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.85		1.45 [9]	IB: 1 - EQU
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.29		1.01 [8]	IB: 1 - A2-M2
Coefficiente di sicurezza a carico limite	6.83		4.08 [7]	IB: 1 - A2-M2
Coefficiente di sicurezza stabilità globale	1.39		1.19 [12]	IB: 1 - STAB
Risultati Analisi - Comb. 2				
Coefficiente di sicurezza a ribaltamento	1.45		1.45 [9]	IB: 1 - EQU
Coefficiente di sicurezza a scorrimento	1.01		1.01 [8]	IB: 1 - A2-M2
Coefficiente di sicurezza a carico limite	4.08		4.08 [7]	IB: 1 - A2-M2
Coefficiente di sicurezza stabilità globale	1.19		1.19 [12]	IB: 1 - STAB

Tabella 67: Risultati

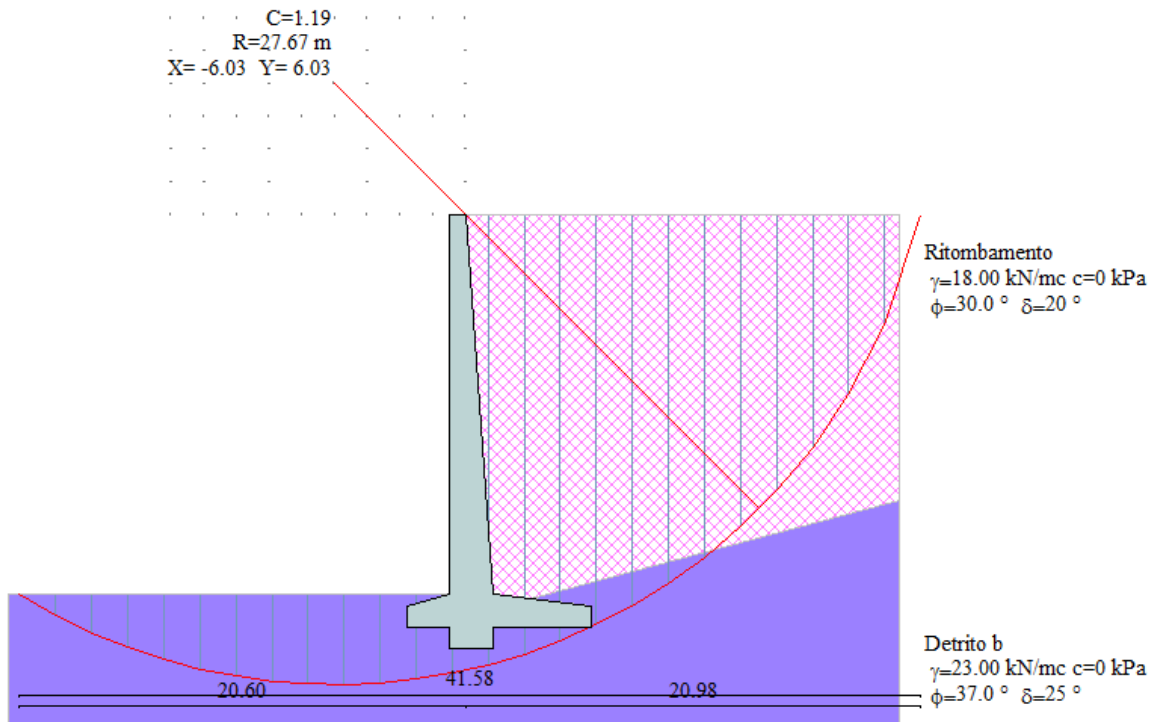


Figura 31 - Superficie critica

13.2 Verifica strutturale muro

Nel seguito si verificano il paramento e la fondazione del muro.

Le sezioni più sollecitate risultano quelle di innesto del paramento sul muro; il paramento, con sezione alta 2m, è armato con $10\emptyset 30$ a valle e $10+10\emptyset 30$ a monte; la fondazione, di sezione 1,5m, è armata con $10\emptyset 30$ sul lembo superiore e con $10\emptyset 26$ sul lembo inferiore.

Nel paramento e nella fondazione sono previsti spilli $\emptyset 14$ maglia 20×40 .

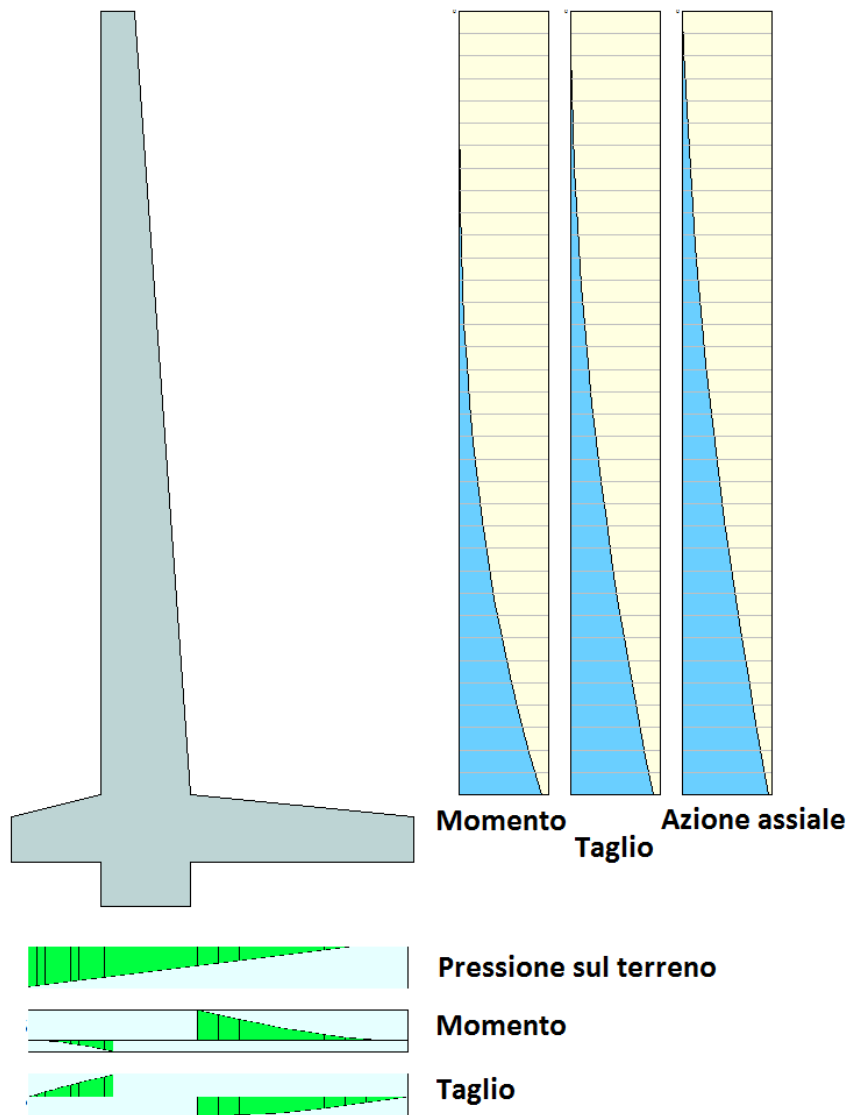


Figura 32 - Andamento tipo delle sollecitazioni sul muro

13.2.1 Verifica allo SLU

Si riportano le verifiche a pressoflessione e a taglio.

Comb.	Caso	M_{ed} [kNm]	V_{ed} [kN]	N_{ed} [kN]	M_{rd} [kNm]	FS
1	A1+M1	5935.12	1071.45	1081.34	10876	1.8
2	A2+M2	5726.59	1018.23	979.41	10798	1.8
5-6	A1+M1+sisma	6145.2	1088.81	1063.47	10863	1.8

Tabella 68: Sollecitazioni allo SLU - Paramento

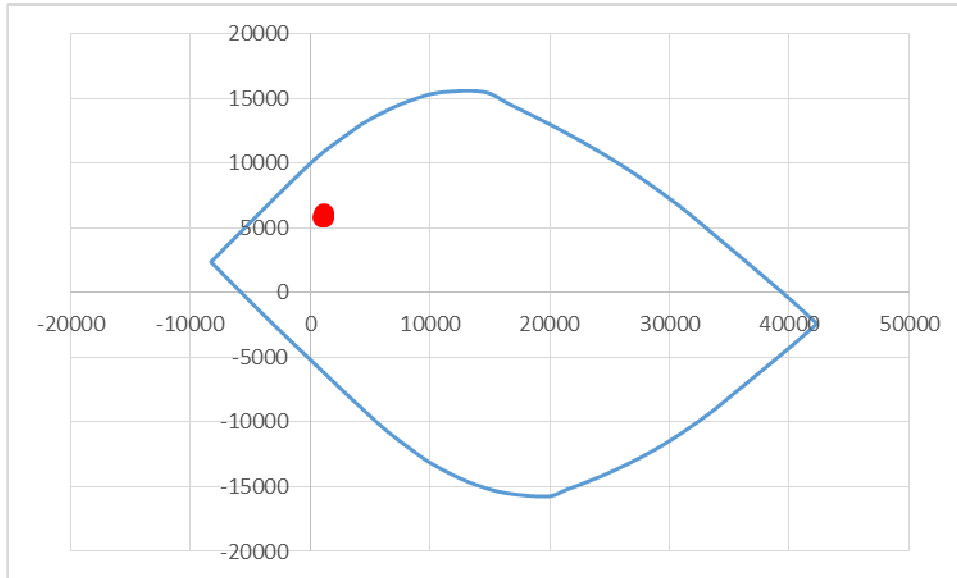


Figura 33 - Verifica MN – Paramento

Comb.	Caso	M_{ed} [kNm]	V_{ed} [kN]	M_{rd} [kNm]	FS
1	A1+M1	3071.96	1128.93	3754	1.2
2	A2+M2	2272.6	1123	3754	1.6
5-6	A1+M1+sisma	3092.28	1344.8	3754	1.2

Tabella 69: Sollecitazioni allo SLU - Fondazione

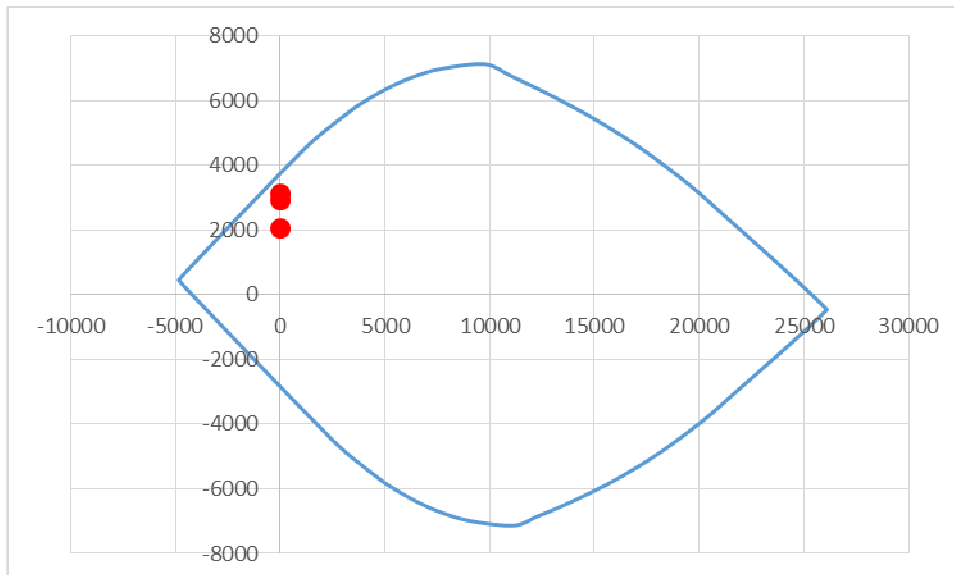


Figura 34 - Verifica MN – Fondazione

VERIFICA TAGLIO (T.U. 2008)						
N		V slu		Coefficiente	Coefficiente	
KN		KN		γ_s	γ_c	
6145.20		1088.81		1.15	1.5	
Staffe ϕ	Passo	A_{sw}	Copriferro	f_{yk} staffe	f_{yd} staffe	f_{cd}
mm	cm	mm ²	cm	Mpa	MPa	MPa
14	20	307.88	5	450	391.30	15.8
altezza utile	bw	σ_{cp}	α_c	α	θ	
d [cm]	cm	MPa	-	°	°	
193.50	100	3.0726	1.19	90	30	
V Rsd	V Rcd			V Rd	Verifica OK	
KN	KN			KN		
1816.96	7115.83			1816.96		

Figura 35 - Verifica a taglio – Paramento

VERIFICA TAGLIO (T.U. 2008)						
N		V slu		Coefficiente	Coefficiente	
KN		KN		γ_s	γ_c	
0.00		1344.80		1.15	1.5	
Staffe ϕ	Passo	A_{sw}	Copriferro	f_{yk} staffe	f_{yd} staffe	f_{cd}
mm	cm	mm ²	cm	Mpa	MPa	MPa
14	20	307.88	5	450	391.30	15.8
altezza utile	bw	σ_{cp}	α_c	α	θ	
d [cm]	cm	MPa	-	°	°	
143.70	100	0	1.00	90	30	
V Rsd	V Rcd			V Rd	Verifica OK	
KN	KN			KN		
1349.34	4424.12			1349.34		

Figura 36 - Verifica a taglio – Fondazione

13.2.2 Verifica allo SLE

Le verifiche tensionali risultano soddisfatte:

Comb.	Caso	M [kNm]	N [kN]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	w_k [mm]
13	SLEQ	4602.53	970.74	6.99	-166	0.0
14-15	SLE+sisma	5206.38	1006.52	7.86	-190.5	-

Tabella 70: Verifiche tensionali - Paramento

Comb.	Caso	M [kNm]	σ_c [MPa]	σ_s [MPa]	w_k [mm]
13	SLEQ	1501.16	4.33	-163.3	0.0
14-15	SLE+sisma	2184.3	6.3	-237.7	-

Tabella 71: Verifiche tensionali – Fondazione

14 RILEVATO IN TERRA ARMATA

In corrispondenza dell’imbocco Nord, per allargare il piazzale e favorire i lavori di smontaggio e movimentazione della fresa, è prevista la creazione di un rilevato, rinforzato alla base con un muro in terra armata di 10m di altezza, su 2 gradoni alti circa 5m ciascuno, con pendenza massima di 70°. Il terreno di riporto sovrastante ha pendenza inferiore ai 30°.

Per il dimensionamento del manufatto, si considera la sezione B-B a fianco della carreggiata sud.

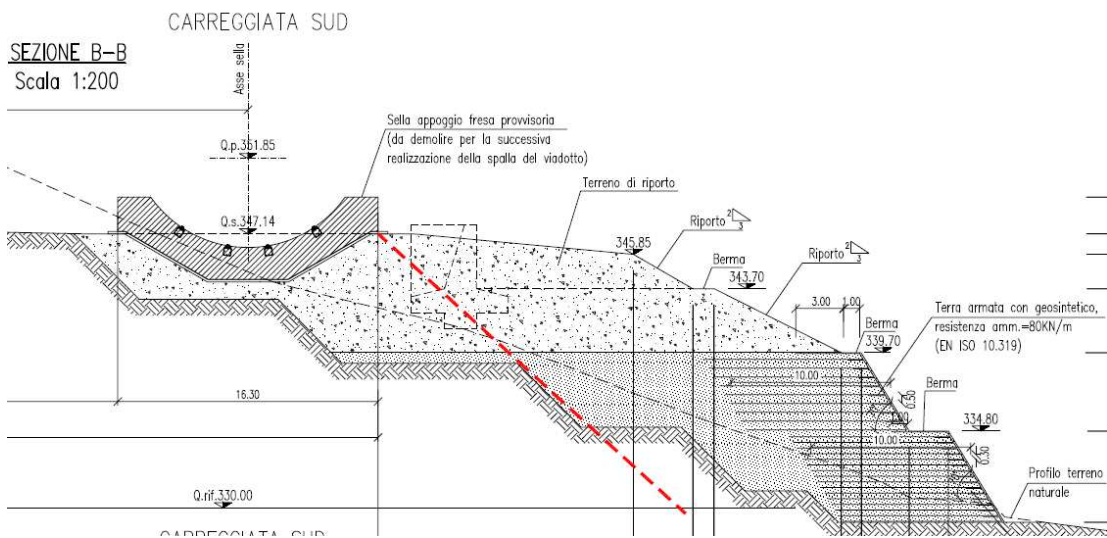


Figura 37 - Sezione del rilevato con muro in terra armata alla base

Anche considerando una diffusione del carico a 45°, il peso della sella e della TBM va a gravare direttamente sul substrato roccioso, senza caricare ulteriormente il muro in terra armata, interessato dal carico del terreno di ritombamento, con un’altezza crescente da 0 a 7m.

Per l’analisi seguente, si considera un carico medio di 80kPa (prendendo $\gamma=20\text{kN/m}^3$ per il terreno di riporto) agente sul muro in terra rinforzato con geosintetici.

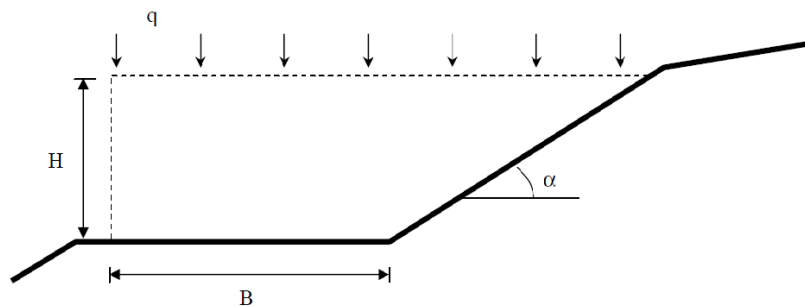


Figura 38 - Schematizzazione del problema

Si assume che il muro sia riempito con un terreno caratterizzato da angolo d'attrito pari a 30° , coesione nulla e peso specifico secco di 20 kN/m^3 .

Le verifiche vengono eseguite in combinazione A1M1, A2M2 e in condizioni sismiche, in accordo con DM2008. Come accelerazione sismica si considera la stessa utilizzata per il dimensionamento del muro definitivo a Cogollo Nord, quindi:

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g = 0.251g \cdot 1 \cdot 1.2 = 0.301g$$

$$k_h = \beta m \cdot a_{\max} / g = 0.31 \cdot 0.301 < 0.095$$

$$k_v = 0.5 \cdot k_h < 0.05$$

14.1 VERIFICHE INTERNE

Si vogliono determinare 3 parametri relativi alla lunghezza dei geosintetici utilizzati per rinforzare il muro in terra:

L_w = lunghezza di piegatura del geosintetico;

L_i = lunghezza di inclusione o lunghezza della parte interna alla superficie di rottura;

L_e = lunghezza esterna al meccanismo di rottura;

Inoltre si vuole ricercare il valore minimo di B che viene definito dalla somma di L_i ed L_e .

Per determinare la posizione del meccanismo di rottura si ipotizza una rottura in condizione di spinta attiva, quindi il meccanismo sarà contraddistinto da una inclinazione di $45^\circ + \phi'/2$.

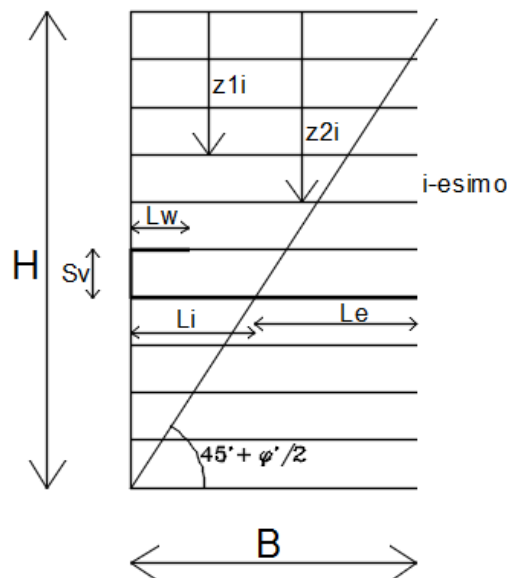
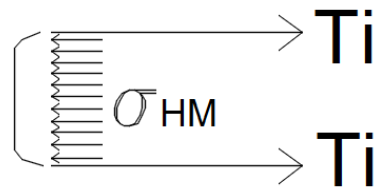


Figura 39 - Meccanismo di rottura

Si appropria il problema tramite l’analisi di stabilità interna, considerando per prima cosa il comportamento membranale del geosintetico: si ha un “effetto muro” che permette di determinare la tensione presente nel geosintetico, dove σ_{HM} è un valore di pressione medio.



$$2Tl = S_v \sigma_{HM} \Rightarrow Tl = \frac{S_v \sigma_{HM}}{2}$$

$$\sigma_{HM} = k_a \sigma_{VM}$$

$$\sigma_{VM} = \frac{\sigma_{V1} + \sigma_{V2}}{2}$$

$$\sigma_{V1} = z_{1,i} \gamma + q$$

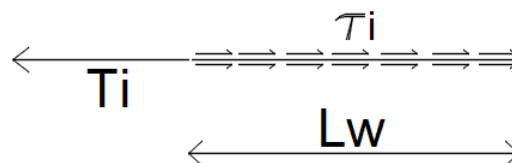
$$\sigma_{V2} = z_{2,i} \gamma + q$$

Si può dunque determinare la lunghezza L_w , considerando che il valore che previene l’estrazione del geosintetico viene così determinato:

$$\tau_i = \sigma_{V1} \tan \delta$$

con δ è l’angolo di attrito all’interfaccia tra geosintetico e terreno, assunto pari a 2/3 dell’angolo d’attrito del terreno.

$$Tl = 2 \frac{\tau_i}{F.S.} L_{w,i}$$



Si considera per questa fase di analisi di stabilità interna un F.S. pari a 2.

$$L_{w,i} = \frac{F.S. Tl}{2 \tau_i}$$

All’aumentare del valore della spaziatura verticale S_v , e quindi al diminuire del numero di strati di geotessile, aumenta L_w , dato dal fatto che la pressione media che deve sopportare il singolo strato aumenta. Considerando S_v pari a 50cm per il gradone superiore e pari a 30cm per il gradone inferiore, $L_{w,i}$ massimo è ovunque inferiore a 50cm e in fase di realizzazione si

assume un risvolto di 100cm di lunghezza per tutti gli strati, per necessità esecutive.

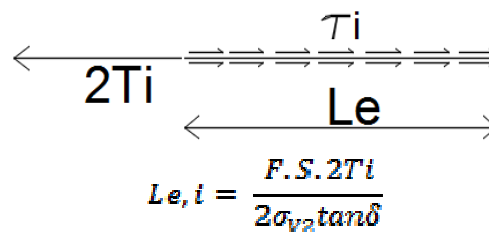
Per quanto riguarda invece il valore L_i , ci si affida alla geometria del meccanismo di rottura, tale per cui si ha:

$$L_{i,t} = (H - z_{2,i}) \cotg \left(45^\circ + \frac{\varphi'}{2} \right)$$

Al fine di considerare l'effetto dell'accelerazione sismica, così come definito per i tiranti nel par. 7.11.6.4 del DM2008, la lunghezza libera viene incrementata di $(1+1.5 \cdot a_{\max}/g)$: considerando a_{\max} definita per il muro nel par. 13.1 e pari a $0.251g \cdot 1 \cdot 1.2$, si assume cautelativamente L_i incrementata del 50%.

Si vede dunque come tale lunghezza diminuisce scendendo lungo la coordinata z presa come riferimento sulla cima del muro in terra. Per lo strato superiore, L_i supera i 9m.

Infine si può determinare la lunghezza L_e , considerando una forza massima di $2T_i$ nel geosintetico.



$$L_{e,t} = \frac{F.S. \cdot 2T_i}{2\sigma_{v2} \tan \delta}$$

E dunque sarà possibile determinare la lunghezza B come:

$$B_{min} = L_e + L_i$$

Si vuole inoltre stimare la minima resistenza a trazione del geosintetico: considerando il meccanismo interno si può dire che il massimo valore di trazione che si ha nel geosintetico in esame si ricava come:

$$T_{max} = 2T_i = k\alpha (q + \gamma H)$$

E questo valore deve essere minore al valore ammissibile di trazione

$$T_{amm} = \frac{T_{lim}}{F.S.}$$

dove il valore di F.S. è funzione di tre coefficienti:

$f_\alpha = 1.1$ che identifica il danneggiamento del geosintetico;

$f_t = 1.5$ che considera le proprietà viscosi del materiale;

$f_g = 1.2$ che tiene conto del danneggiamento chimico e biologico del geosintetico.

Dunque si ottiene un F.S. pari a 2 e nella condizione più gravosa T_{amm} diventa pari a 40 kN/m, prendendo un geotessile con resistenza a trazione T_{lim} pari a 80kN/m..

Nella condizione peggiore al geosintetico alla base è richiesto di sopportare una forza T_{max} pari a circa 38 kN/m, compatibile con T_{amm} .

La seguente tabella mostra il dimensionamento e la verifica per i vari strati di geosintetico.

B viene preso pari a 10m per entrambi i gradoni: sebbene per il gradone inferiore siano sufficienti 5m di lunghezza, a causa della forma a gradoni e dei risultati delle verifiche di stabilità globali presentati nel seguito, è necessario estendere a 10m anche nella zona più bassa.

GEOSINTETICO	S_v	z1	z2	σ_{v1}	σ_{v2}	σ_{VM}	σ_{HM}	τ_i	T_i	L_w	L_i	L_e	B_{min}	T_{max}	FS
[-]	[m]	[m]	[m]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[-]
1	0.5	0	0.5	80.00	90.00	85.00	34.78	23.29	8.69	0.37	9.11	0.66	9.78	17.39	2.30
2	0.5	0.5	1	90.00	100.00	95.00	38.87	26.21	9.72	0.37	8.64	0.67	9.30	19.43	2.06
3	0.5	1	1.5	100.00	110.00	105.00	42.96	29.12	10.74	0.37	8.16	0.67	8.83	21.48	1.86
4	0.5	1.5	2	110.00	120.00	115.00	47.05	32.03	11.76	0.37	7.68	0.67	8.35	23.53	1.70
5	0.5	2	2.5	120.00	130.00	125.00	51.14	34.94	12.79	0.37	7.20	0.68	7.87	25.57	1.56
6	0.5	2.5	3	130.00	140.00	135.00	55.23	37.85	13.81	0.36	6.72	0.68	7.39	27.62	1.45
7	0.5	3	3.5	140.00	150.00	145.00	59.32	40.76	14.83	0.36	6.24	0.68	6.92	29.66	1.35
8	0.5	3.5	4	150.00	160.00	155.00	63.42	43.68	15.85	0.36	5.76	0.68	6.44	31.71	1.26
9	0.5	4	4.5	160.00	170.00	165.00	67.51	46.59	16.88	0.36	5.28	0.68	5.96	33.75	1.19
10	0.5	4.5	5	170.00	180.00	175.00	71.60	49.50	17.90	0.36	4.80	0.68	5.48	35.80	1.12
11	0.3	5	5.3	180.00	186.00	183.00	74.87	52.41	11.23	0.21	4.51	0.41	4.92	22.46	1.78
12	0.3	5.3	5.6	186.00	192.00	189.00	77.33	54.16	11.60	0.21	4.22	0.41	4.64	23.20	1.72
13	0.3	5.6	5.9	192.00	198.00	195.00	79.78	55.91	11.97	0.21	3.93	0.42	4.35	23.93	1.67
14	0.3	5.9	6.2	198.00	204.00	201.00	82.24	57.65	12.34	0.21	3.65	0.42	4.06	24.67	1.62
15	0.3	6.2	6.5	204.00	210.00	207.00	84.69	59.40	12.70	0.21	3.36	0.42	3.77	25.41	1.57
16	0.3	6.5	6.8	210.00	216.00	213.00	87.15	61.15	13.07	0.21	3.07	0.42	3.49	26.14	1.53
17	0.3	6.8	7.1	216.00	222.00	219.00	89.60	62.89	13.44	0.21	2.78	0.42	3.20	26.88	1.49
18	0.3	7.1	7.4	222.00	228.00	225.00	92.05	64.64	13.81	0.21	2.49	0.42	2.91	27.62	1.45
19	0.3	7.4	7.7	228.00	234.00	231.00	94.51	66.39	14.18	0.21	2.21	0.42	2.62	28.35	1.41
20	0.3	7.7	8	234.00	240.00	237.00	96.96	68.14	14.54	0.21	1.92	0.42	2.34	29.09	1.38
21	0.3	8	8.3	240.00	246.00	243.00	99.42	69.88	14.91	0.21	1.63	0.42	2.05	29.83	1.34
22	0.3	8.3	8.6	246.00	252.00	249.00	101.87	71.63	15.28	0.21	1.34	0.42	1.76	30.56	1.31
23	0.3	8.6	8.9	252.00	258.00	255.00	104.33	73.38	15.65	0.21	1.06	0.42	1.47	31.30	1.28
24	0.3	8.9	9.2	258.00	264.00	261.00	106.78	75.12	16.02	0.21	0.77	0.42	1.18	32.03	1.25
25	0.3	9.2	9.5	264.00	270.00	267.00	109.24	76.87	16.39	0.21	0.48	0.42	0.90	32.77	1.22
26	0.3	9.5	9.8	270.00	276.00	273.00	111.69	78.62	16.75	0.21	0.19	0.42	0.61	33.51	1.19
27	0.3	9.8	10.1	276.00	282.00	279.00	114.15	80.36	17.12	0.21	-0.10	0.42	0.32	34.24	1.17

Tabella 72: Dimensionamento rilevato in terra armata – A2M2

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL’ASTICO

GEOSINTETICO	S _v	z1	z2	σ _{v1}	σ _{v2}	σ _{vM}	σ _{HM}	τ _i	T _i	L _w	L _i	L _e	B _{min}	T _{max}	FS
[-]	[m]	[m]	[m]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[-]
1	0.5	0	0.5	80.00	90.00	85.00	28.33	29.12	9.21	0.32	8.23	0.56	8.79	18.42	2.17
2	0.5	0.5	1	90.00	100.00	95.00	31.67	32.76	10.29	0.31	7.79	0.57	8.36	20.58	1.94
3	0.5	1	1.5	100.00	110.00	105.00	35.00	36.40	11.38	0.31	7.36	0.57	7.93	22.75	1.76
4	0.5	1.5	2	110.00	120.00	115.00	38.33	40.04	12.46	0.31	6.93	0.57	7.50	24.92	1.61
5	0.5	2	2.5	120.00	130.00	125.00	41.67	43.68	13.54	0.31	6.50	0.57	7.07	27.08	1.48
6	0.5	2.5	3	130.00	140.00	135.00	45.00	47.32	14.63	0.31	6.06	0.57	6.64	29.25	1.37
7	0.5	3	3.5	140.00	150.00	145.00	48.33	50.96	15.71	0.31	5.63	0.58	6.20	31.42	1.27
8	0.5	3.5	4	150.00	160.00	155.00	51.67	54.60	16.79	0.31	5.20	0.58	5.77	33.58	1.19
9	0.5	4	4.5	160.00	170.00	165.00	55.00	58.24	17.88	0.31	4.76	0.58	5.34	35.75	1.12
10	0.5	4.5	5	170.00	180.00	175.00	58.33	61.87	18.96	0.31	4.33	0.58	4.91	37.92	1.05
11	0.3	5	5.3	180.00	186.00	183.00	61.00	65.51	19.90	0.18	4.07	0.35	4.42	23.79	1.68
12	0.3	5.3	5.6	186.00	192.00	189.00	63.00	67.70	12.29	0.18	3.81	0.35	4.16	24.57	1.63
13	0.3	5.6	5.9	192.00	198.00	195.00	65.00	69.88	12.68	0.18	3.55	0.35	3.90	25.35	1.58
14	0.3	5.9	6.2	198.00	204.00	201.00	67.00	72.07	13.07	0.18	3.29	0.35	3.64	26.13	1.53
15	0.3	6.2	6.5	204.00	210.00	207.00	69.00	74.25	13.46	0.18	3.03	0.35	3.38	26.91	1.49
16	0.3	6.5	6.8	210.00	216.00	213.00	71.00	76.43	13.85	0.18	2.77	0.35	3.12	27.69	1.44
17	0.3	6.8	7.1	216.00	222.00	219.00	73.00	78.62	14.24	0.18	2.51	0.35	2.86	28.47	1.40
18	0.3	7.1	7.4	222.00	228.00	225.00	75.00	80.80	14.63	0.18	2.25	0.35	2.60	29.25	1.37
19	0.3	7.4	7.7	228.00	234.00	231.00	77.00	82.99	15.02	0.18	1.99	0.35	2.34	30.03	1.33
20	0.3	7.7	8	234.00	240.00	237.00	79.00	85.17	15.41	0.18	1.73	0.35	2.08	30.81	1.30
21	0.3	8	8.3	240.00	246.00	243.00	81.00	87.35	15.80	0.18	1.47	0.35	1.83	31.59	1.27
22	0.3	8.3	8.6	246.00	252.00	249.00	83.00	89.54	16.19	0.18	1.21	0.35	1.57	32.37	1.24
23	0.3	8.6	8.9	252.00	258.00	255.00	85.00	91.72	16.58	0.18	0.95	0.35	1.31	33.15	1.21
24	0.3	8.9	9.2	258.00	264.00	261.00	87.00	93.90	16.97	0.18	0.69	0.35	1.05	33.93	1.18
25	0.3	9.2	9.5	264.00	270.00	267.00	89.00	96.09	17.36	0.18	0.43	0.35	0.79	34.71	1.15
26	0.3	9.5	9.8	270.00	276.00	273.00	91.00	98.27	17.75	0.18	0.17	0.35	0.53	35.49	1.13
27	0.3	9.8	10.1	276.00	282.00	279.00	93.00	100.46	18.14	0.18	-0.09	0.35	0.27	36.27	1.10

Tabella 73: Dimensionamento rilevato in terra armata – A1M1

GEOSINTETICO	S _v	z1	z2	σ _{v1}	σ _{v2}	σ _{vM}	σ _{HM}	τ _i	T _i	L _w	L _i	L _e	B _{min}	T _{max}	FS
[-]	[m]	[m]	[m]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[-]
1	0.5	0	0.5	80.00	90.00	85.00	34.78	22.13	9.52	0.43	9.11	0.73	9.84	19.04	2.10
2	0.5	0.5	1	90.00	100.00	95.00	38.87	24.90	10.64	0.43	8.64	0.73	9.37	21.28	1.88
3	0.5	1	1.5	100.00	110.00	105.00	42.96	27.66	11.76	0.43	8.16	0.73	8.89	23.52	1.70
4	0.5	1.5	2	110.00	120.00	115.00	47.05	30.43	12.88	0.42	7.68	0.74	8.41	25.76	1.55
5	0.5	2	2.5	120.00	130.00	125.00	51.14	33.19	14.00	0.42	7.20	0.74	7.94	28.00	1.43
6	0.5	2.5	3	130.00	140.00	135.00	55.23	35.96	15.12	0.42	6.72	0.74	7.46	30.24	1.32
7	0.5	3	3.5	140.00	150.00	145.00	59.32	38.73	16.24	0.42	6.24	0.74	6.98	32.48	1.23
8	0.5	3.5	4	150.00	160.00	155.00	63.42	41.49	17.36	0.42	5.76	0.75	6.50	34.72	1.15
9	0.5	4	4.5	160.00	170.00	165.00	67.51	44.26	18.48	0.42	5.28	0.75	6.02	36.96	1.08
10	0.5	4.5	5	170.00	180.00	175.00	71.60	47.02	19.60	0.42	4.80	0.75	5.55	39.20	1.02
11	0.3	5	5.3	180.00	186.00	183.00	74.87	49.79	12.30	0.25	4.51	0.45	4.96	24.60	1.63
12	0.3	5.3	5.6	186.00	192.00	189.00	77.33	51.45	12.70	0.25	4.22	0.45	4.68	25.40	1.57
13	0.3	5.6	5.9	192.00	198.00	195.00	79.78	53.11	13.10	0.25	3.93	0.45	4.39	26.21	1.53
14	0.3	5.9	6.2	198.00	204.00	201.00	82.24	54.77	13.51	0.25	3.65	0.45	4.10	27.01	1.48
15	0.3	6.2	6.5	204.00	210.00	207.00	84.69	56.43	13.91	0.25	3.36	0.45	3.81	27.82	1.44
16	0.3	6.5	6.8	210.00	216.00	213.00	87.15	58.09	14.31	0.25	3.07	0.46	3.53	28.63	1.40
17	0.3	6.8	7.1	216.00	222.00	219.00	89.60	59.75	14.72	0.25	2.78	0.46	3.24	29.43	1.36
18	0.3	7.1	7.4	222.00	228.00	225.00	92.05	61.41	15.12	0.25	2.49	0.46	2.95	30.24	1.32
19	0.3	7.4	7.7	228.00	234.00	231.00	94.51	63.07	15.52	0.25	2.21	0.46	2.66	31.05	1.29
20	0.3	7.7	8	234.00	240.00	237.00	96.96	64.73	15.93	0.25	1.92	0.46	2.37	31.85	1.26
21	0.3	8	8.3	240.00	246.00	243.00	99.42	66.39	16.33	0.25	1.63	0.46	2.09	32.66	1.22
22	0.3	8.3	8.6	246.00	252.00	249.00	101.87	68.05	16.73	0.25	1.34	0.46	1.80	33.47	1.20
23	0.3	8.6	8.9	252.00	258.00	255.00	104.33	69.71	17.14	0.25	1.06	0.46	1.51	34.27	1.17
24	0.3	8.9	9.2	258.00	264.00	261.00	106.78	71.37	17.54	0.25	0.77	0.46	1.22	35.08	1.14
25	0.3	9.2	9.5	264.00	270.00	267.00	109.24	73.03	17.94	0.25	0.48	0.46	0.94	35.88	1.11
26	0.3	9.5	9.8	270.00	276.00	273.00	111.69	74.69	18.35	0.25	0.19	0.46	0.65	36.69	1.09
27	0.3	9.8	10.1	276.00	282.00	279.00	114.15	76.35	18.75	0.25	-0.10	0.46	0.36	37.50	1.07

Tabella 74: Dimensionamento rilevato in terra armata – A2M2 + sisma

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

GEOSINTETICO	S _v	z1	z2	σ _{v1}	σ _{v2}	σ _{vM}	σ _{HM}	τ _i	T _i	L _w	L _i	L _e	B _{min}	T _{max}	FS
[-]	[m]	[m]	[m]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kN]	[m]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[-]
1	0.5	0	0.5	80.00	90.00	85.00	28.33	27.66	7.76	0.28	8.23	0.47	8.70	15.51	2.58
2	0.5	0.5	1	90.00	100.00	95.00	31.67	31.12	8.67	0.28	7.79	0.48	8.27	17.34	2.31
3	0.5	1	1.5	100.00	110.00	105.00	35.00	34.58	9.58	0.28	7.36	0.48	7.84	19.16	2.09
4	0.5	1.5	2	110.00	120.00	115.00	38.33	38.03	10.49	0.28	6.93	0.48	7.41	20.99	1.91
5	0.5	2	2.5	120.00	130.00	125.00	41.67	41.49	11.41	0.27	6.50	0.48	6.98	22.81	1.75
6	0.5	2.5	3	130.00	140.00	135.00	45.00	44.95	12.32	0.27	6.06	0.48	6.55	24.64	1.62
7	0.5	3	3.5	140.00	150.00	145.00	48.33	48.41	13.23	0.27	5.63	0.48	6.11	26.46	1.51
8	0.5	3.5	4	150.00	160.00	155.00	51.67	51.87	14.14	0.27	5.20	0.49	5.68	28.29	1.41
9	0.5	4	4.5	160.00	170.00	165.00	55.00	55.32	15.06	0.27	4.76	0.49	5.25	30.11	1.33
10	0.5	4.5	5	170.00	180.00	175.00	58.33	58.78	15.97	0.27	4.33	0.49	4.82	31.94	1.25
11	0.3	5	5.3	180.00	186.00	183.00	61.00	62.24	10.02	0.16	4.07	0.30	4.37	20.04	2.00
12	0.3	5.3	5.6	186.00	192.00	189.00	63.00	64.31	10.35	0.16	3.81	0.30	4.11	20.70	1.93
13	0.3	5.6	5.9	192.00	198.00	195.00	65.00	66.39	10.68	0.16	3.55	0.30	3.85	21.35	1.87
14	0.3	5.9	6.2	198.00	204.00	201.00	67.00	68.46	11.00	0.16	3.29	0.30	3.59	22.01	1.82
15	0.3	6.2	6.5	204.00	210.00	207.00	69.00	70.54	11.33	0.16	3.03	0.30	3.33	22.67	1.76
16	0.3	6.5	6.8	210.00	216.00	213.00	71.00	72.61	11.66	0.16	2.77	0.30	3.07	23.32	1.72
17	0.3	6.8	7.1	216.00	222.00	219.00	73.00	74.69	11.99	0.16	2.51	0.30	2.81	23.98	1.67
18	0.3	7.1	7.4	222.00	228.00	225.00	75.00	76.76	12.32	0.16	2.25	0.30	2.55	24.64	1.62
19	0.3	7.4	7.7	228.00	234.00	231.00	77.00	78.84	12.65	0.16	1.99	0.30	2.29	25.29	1.58
20	0.3	7.7	8	234.00	240.00	237.00	79.00	80.91	12.98	0.16	1.73	0.30	2.03	25.95	1.54
21	0.3	8	8.3	240.00	246.00	243.00	81.00	82.99	13.30	0.16	1.47	0.30	1.77	26.61	1.50
22	0.3	8.3	8.6	246.00	252.00	249.00	83.00	85.06	13.63	0.16	1.21	0.30	1.51	27.27	1.47
23	0.3	8.6	8.9	252.00	258.00	255.00	85.00	87.13	13.96	0.16	0.95	0.30	1.25	27.92	1.43
24	0.3	8.9	9.2	258.00	264.00	261.00	87.00	89.21	14.29	0.16	0.69	0.30	0.99	28.58	1.40
25	0.3	9.2	9.5	264.00	270.00	267.00	89.00	91.28	14.62	0.16	0.43	0.30	0.73	29.24	1.37
26	0.3	9.5	9.8	270.00	276.00	273.00	91.00	93.36	14.95	0.16	0.17	0.30	0.47	29.89	1.34
27	0.3	9.8	10.1	276.00	282.00	279.00	93.00	95.43	15.28	0.16	-0.09	0.30	0.21	30.55	1.31

Tabella 75: Dimensionamento rilevato in terra armata – A1M1 + sisma

14.2 VERIFICHE GLOBALI

Ora si vuole considerare la globalità della struttura, assumendola come rigida, e bisogna quindi verificare la stabilità alla traslazione, allo scivolamento e la capacità portante.

14.2.1 TRASLAZIONE

Si valutano le spinte date dal terreno a monte del muro in terra rinforzato e dal sovraccarico, considerando un diagramma di pressioni rettangolare per il sovraccarico (S1) e triangolare per la spinta attiva del terreno (S2).

$$S1 = ka q H \quad S2 = \frac{1}{2} ka \gamma H^2$$

S1 risulta pari a 330 kN/m e S2 pari a 409kN/m.

Si valuta la resistenza a taglio mobilizzata alla base del muro (considerando una larghezza alla base di almeno 10m), calcolata assumendo un angolo di attrito all'interfaccia pari a 2/3 del valore dell'angolo di attrito del detrito sottostante, nella zona di posa del geotessile e pari all'angolo d'attrito del terreno (lo stesso del riempimento) nella restante parte.

$$T = (W + Q) \tan(\delta) = (20\text{kN/m}^3 * 10\text{m} * 10\text{m} + 80\text{kPa} * 10\text{m}) * \tan(2/3 * 35) / 1.25 = 966\text{kN/m}$$

Considerando la formulazione sottostante, il fattore di sicurezza in A2M2 risulta pari a 1.31 e la verifica è soddisfatta.

$$F. S. = \frac{T}{S1 + S2}$$

In condizione A1M1, senza la riduzione dell'angolo d'attrito e moltiplicando per 1.3 la somma delle forze instabilizzanti (S1+S2), l'FS risulta pari a 1.54.

In condizione sismica, T viene ridotto dello 0.5% e (S1+S2) viene amplificato di 9.5%, risultando FS pari a 1.13 in A2M2 e pari a 1.74 in A1M1.

14.2.2 RIBALTAMENTO

Per quanto riguarda il ribaltamento si dovrà considerare una rotazione attorno al piede del muro, ed il fattore di sicurezza sarà ottenuto come il rapporto tra momento stabilizzante e momento instabilizzante.

$$M_{stabilizzante} = W \frac{B}{2} + Q \frac{B}{2}$$

Da cui $M_{stabilizzante}$ pari a 14000 kN*m (10000kNm + 4000kNm).

$$M_{instabilizzante} = S1 b_{s1} + S2 b_{s2}$$

In A1M1, Con $b_{s1} = 5m$, $b_{s2} = 3.3m$, $M_{instabilizzante} = 3000 kN*m$ e FS pari a 3.5 (moltiplicando $M_{instabilizzante}$ per 1.3), per cui la verifica al ribaltamento è soddisfatta.

In condizione sismica, $M_{stabilizzante}$ viene ridotto dello 0.5% e $M_{instabilizzante}$ viene amplificato di 9.5%, risultando FS pari a 4.05.

14.2.3 CAPACITA' PORTANTE

Si valuterà la capacità portante alla base del muro ($\gamma=22kN/m^3$, $c=0kPa$ e $\phi=35^\circ$) in terra rinforzato attraverso l'uso della formula di Terzaghi.

In combinazione A2M2:

$$q_{lim} = c * N_c + q * N_q + 1/2 * B * \gamma * N_\gamma = 0 + 0 + 1/2 * 10 * 22kN/m^3 * 10.56 = 2323 kPa$$

$$q = (W+Q)/B = 280kPa$$

L'FS è pari a 8.3, quindi la capacità portante della fondazione del muro in terra è verificata.

In combinazione A1M1:

$$q_{lim} = c * N_c + q * N_q + 1/2 * B * \gamma * N_\gamma = 0 + 0 + 1/2 * 10 * 22 \text{ kN/m}^3 * 22.4 = 4928 \text{ kPa}$$

$$q = (W+Q)/B * 1.3 = 364 \text{ kPa}$$

L’FS è pari a 13.5, quindi la capacità portante della fondazione del muro in terra è verificata.

In combinazione A2M2 e sisma:

$$q_{lim} = 2323 \text{ kPa} * 0.95 = 2206 \text{ kPa}$$

$$q = (W+Q)/B = 280 \text{ kPa} * 1.095 = 306.6 \text{ kPa}$$

L’FS è pari a 7.2, quindi la capacità portante della fondazione del muro in terra è verificata.

In combinazione A1M1 e sisma:

$$q_{lim} = 4928 \text{ kPa} * 0.95 = 4681 \text{ kPa}$$

$$q = 280 \text{ kPa} * 1.095 = 306.6 \text{ kPa}$$

L’FS è pari a 15.3, quindi la capacità portante della fondazione del muro in terra è verificata.

14.2.4 STABILITA’ GLOBALE

Per completezza, si verifica la stabilità globale dell’opera.

Per l’analisi statica, si è fatto riferimento alla combinazione A2+M2, utilizzando nella verifica i seguenti parametri di progetto ridotti:

Terreno	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c' [kPa]
Ritombamento	20	24.8	0
Terra armata	20	24.8	0
Detrito - a	22	29.3	0

Tabella 76: Parametri di progetto – Analisi statica (A2+M2)

In condizioni sismiche, invece, la verifica è stata condotta con i seguenti parametri:

Terreno	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c' [kPa]
Ritombamento	20	30	0
Terra armata	20	30	0
Detrito - a	22	35	0

Tabella 77: Parametri di progetto – Analisi sismica (A1+M1)

Le analisi eseguite mostrano fattori di sicurezza compatibili coi limiti di normativa.

F_s statico	a_g [g]	Sottosuolo	S_s	S_T	β_s	K_h [g]	K_v [g]	F_s sismico
1.1	0.251	A	1.0	1.2	0.3	0.09	0.045	1.161

Tabella 78: Analisi di stabilità globale

Tutte le verifiche, sia interne al rilevato che globali, hanno dato esito positivo.

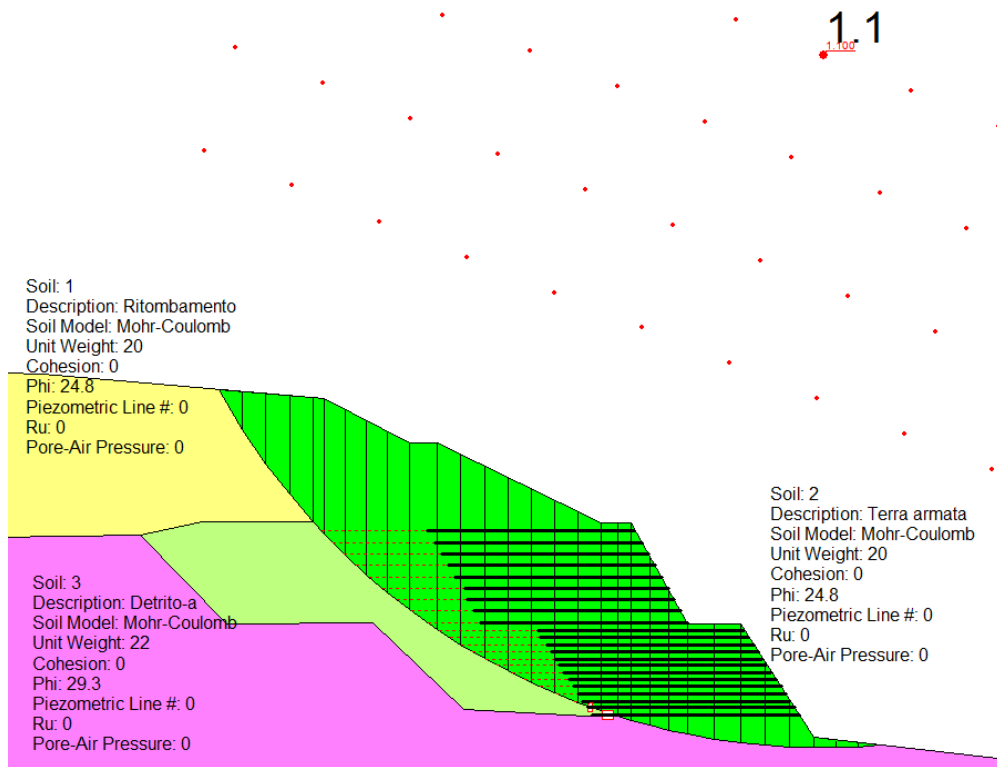


Figura 40 - Analisi stabilità statica

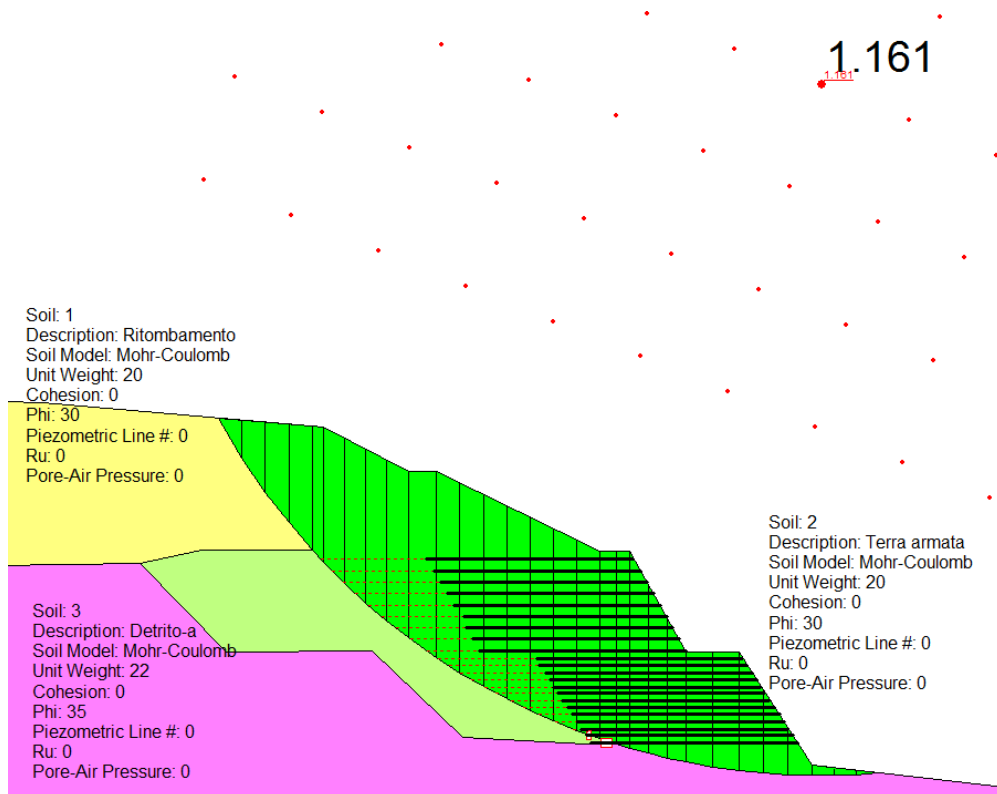


Figura 41 - Analisi stabilità sismica

15 CONCLUSIONI

Nella presente Relazione di Calcolo si sono analizzate le opere a sostegno degli scavi previste per la realizzazione degli imbocchi della galleria “Cogollo”, nell’ambito del Progetto Definitivo dell’Autostrada A 31 Nord Trento Rovigo – Tronco Trento - Valdastico – Piovene Rocchette.

In particolare, all’imbocco sud, si è prevista la realizzazione di pali di grande diametro, per delimitare l’area di scavo adibita alla partenza della TBM per lo scavo della galleria.

All’imbocco nord si è verificata la berlinese in micropali, per una porzione permanenti, infissi nello strato di roccia sottostante allo strato di detrito superficiale.

Le verifiche strutturali delle opere di presidio sono risultate soddisfatte, così come le verifiche di stabilità globale del versante considerando lo scavo.

In allegato si riportano le immagini più significative di ogni calcolo.

16 ALLEGATI

16.1 COGOLLO SUD – 1

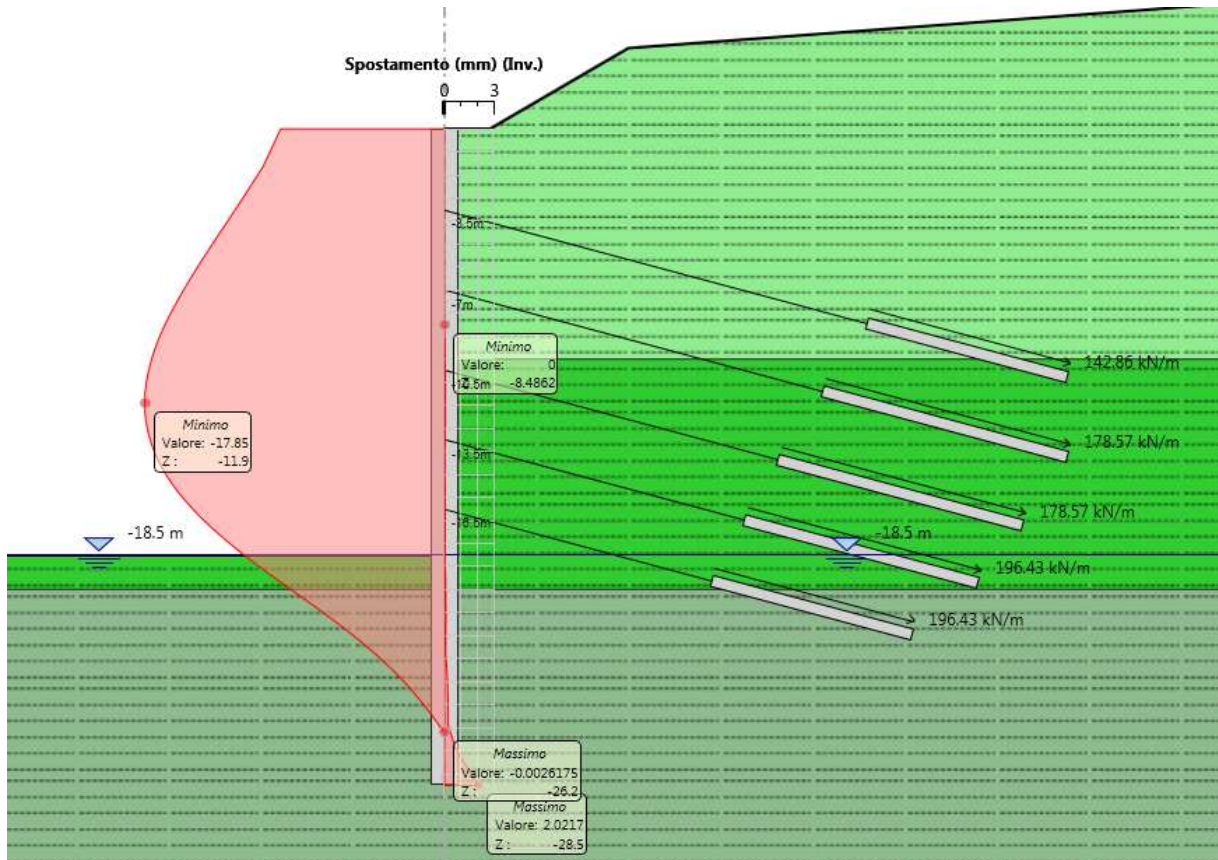


Figura 42 - Involuppo spostamenti SLE

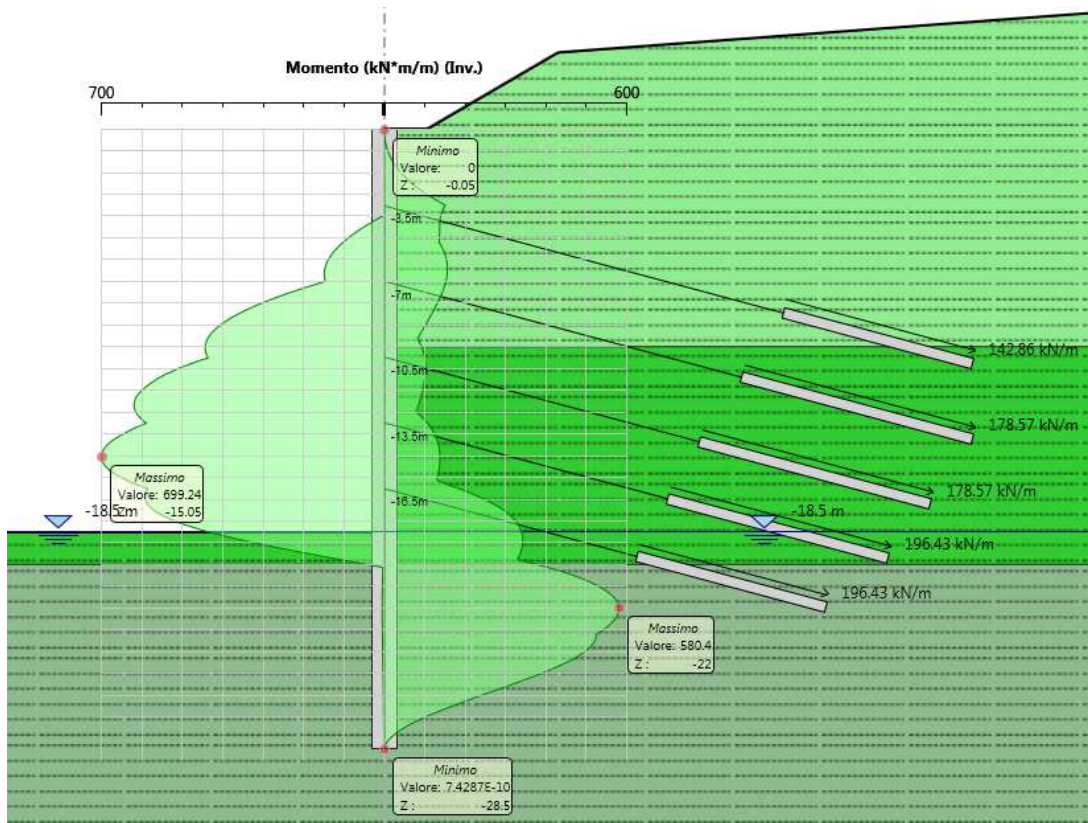


Figura 43 - Involuppo momento flettente SLE

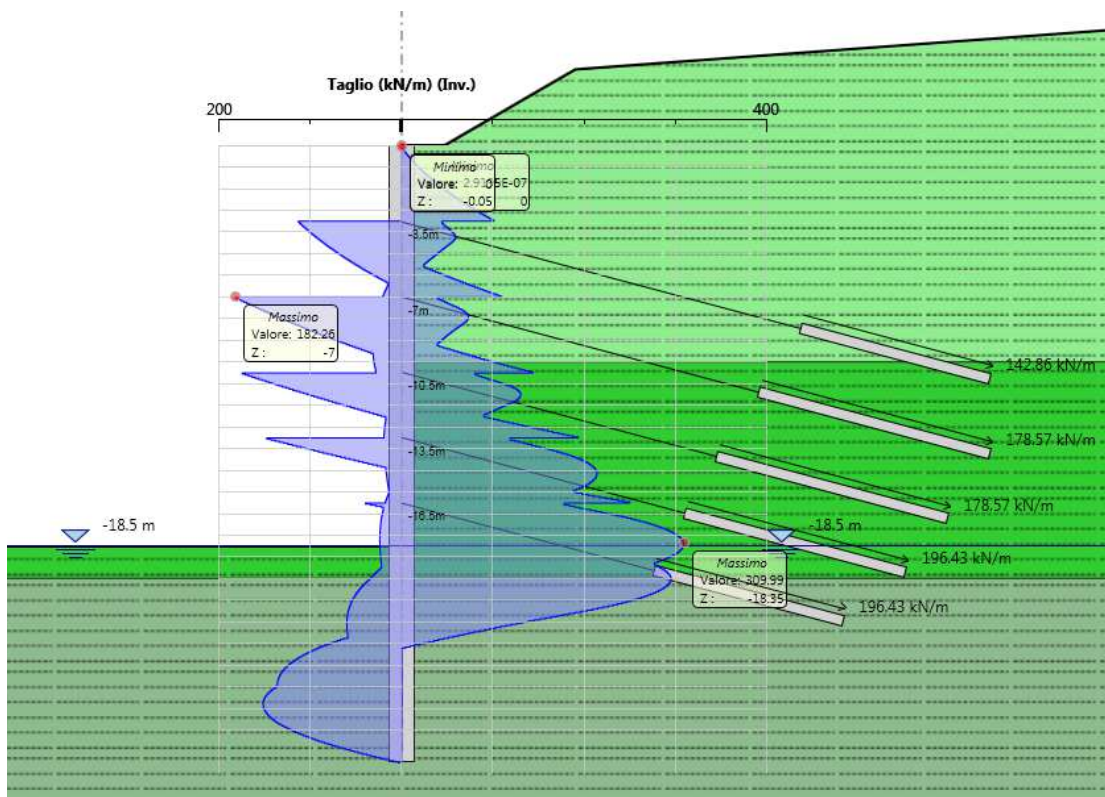


Figura 44 - Involuppo taglio SLE

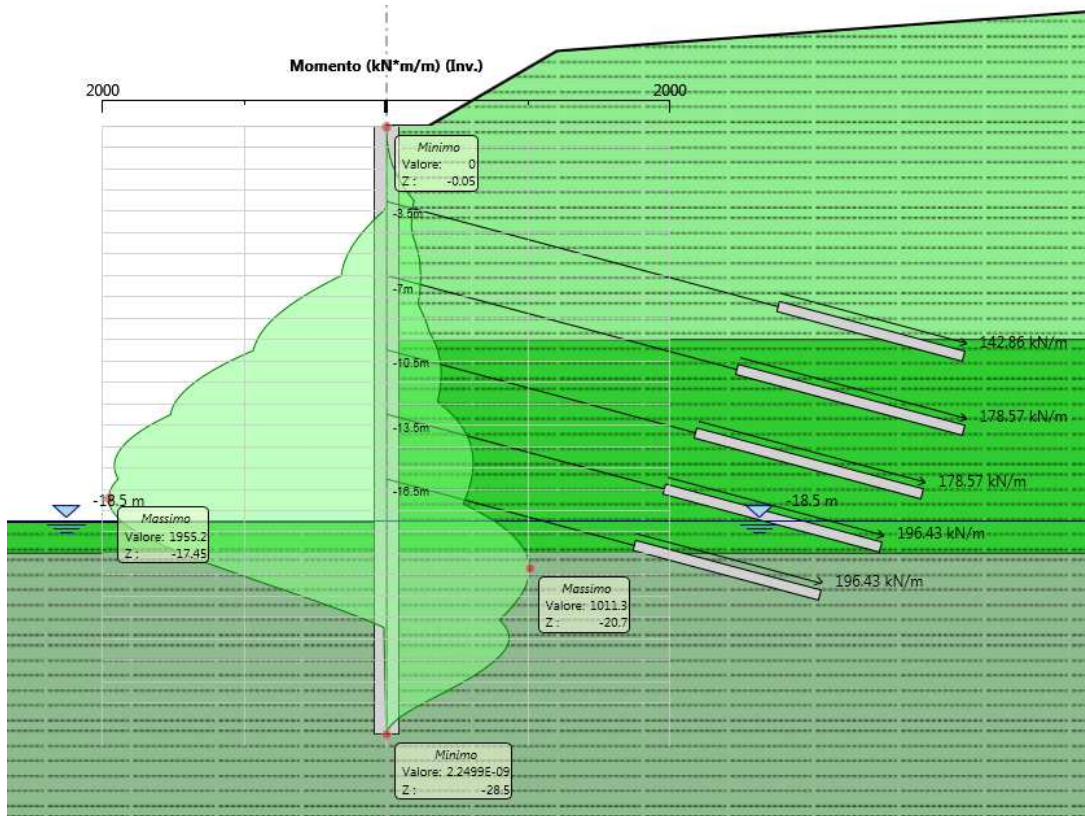


Figura 45 - Involuppo momento flettente SLU

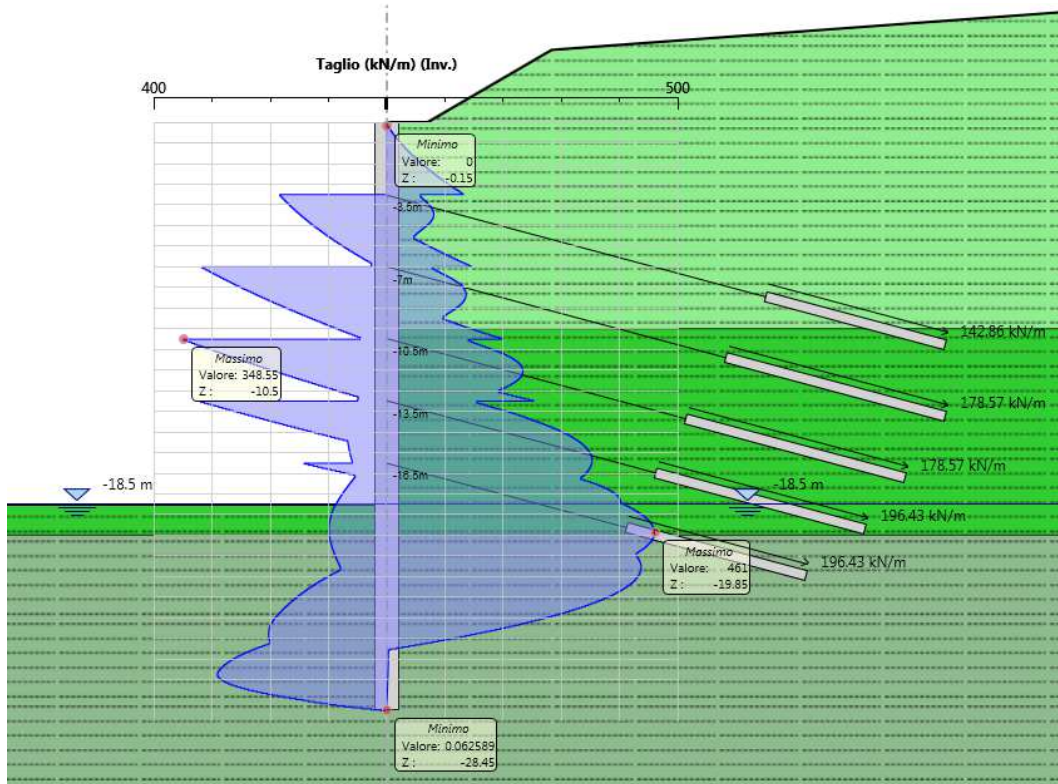


Figura 46 - Involuppo taglio SLU

16.2 COGOLLO SUD – 2

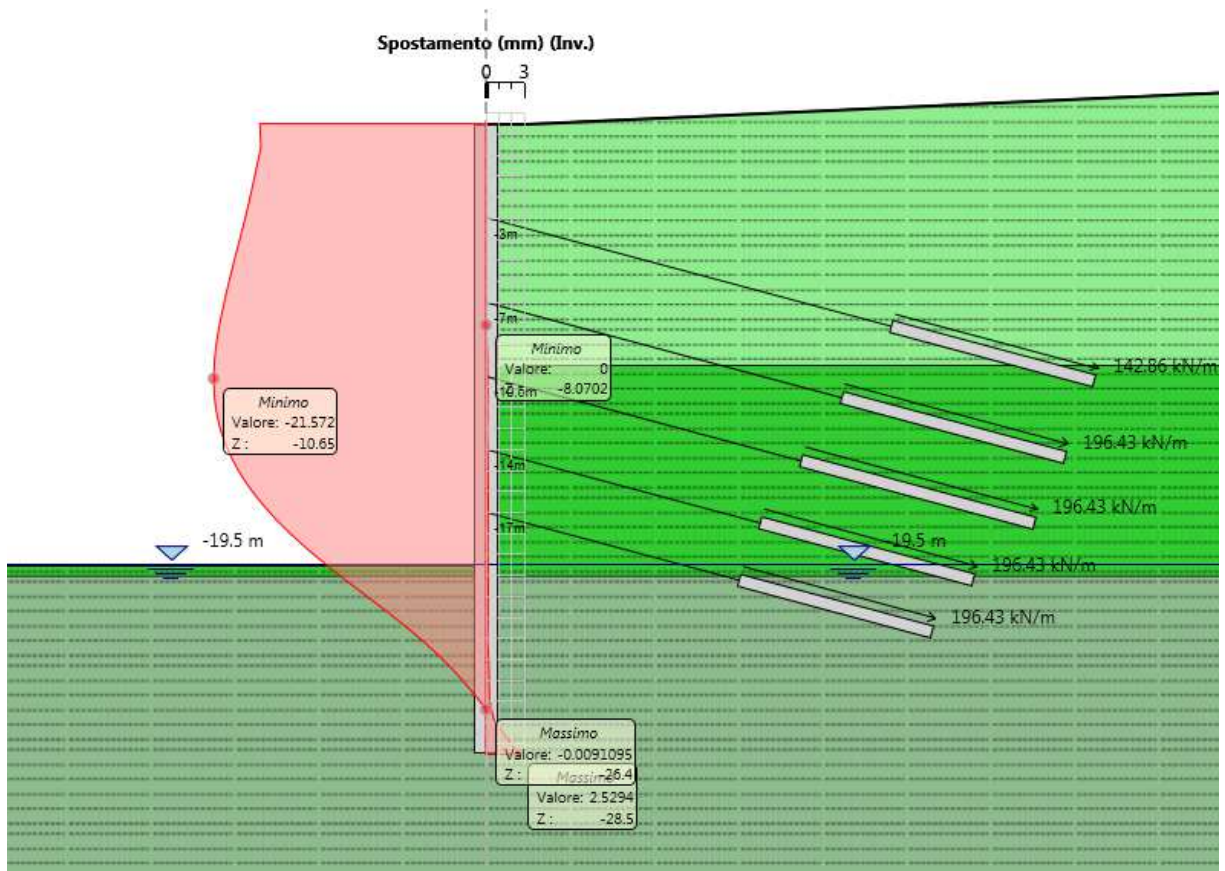


Figura 47 - Involuppo spostamenti SLE

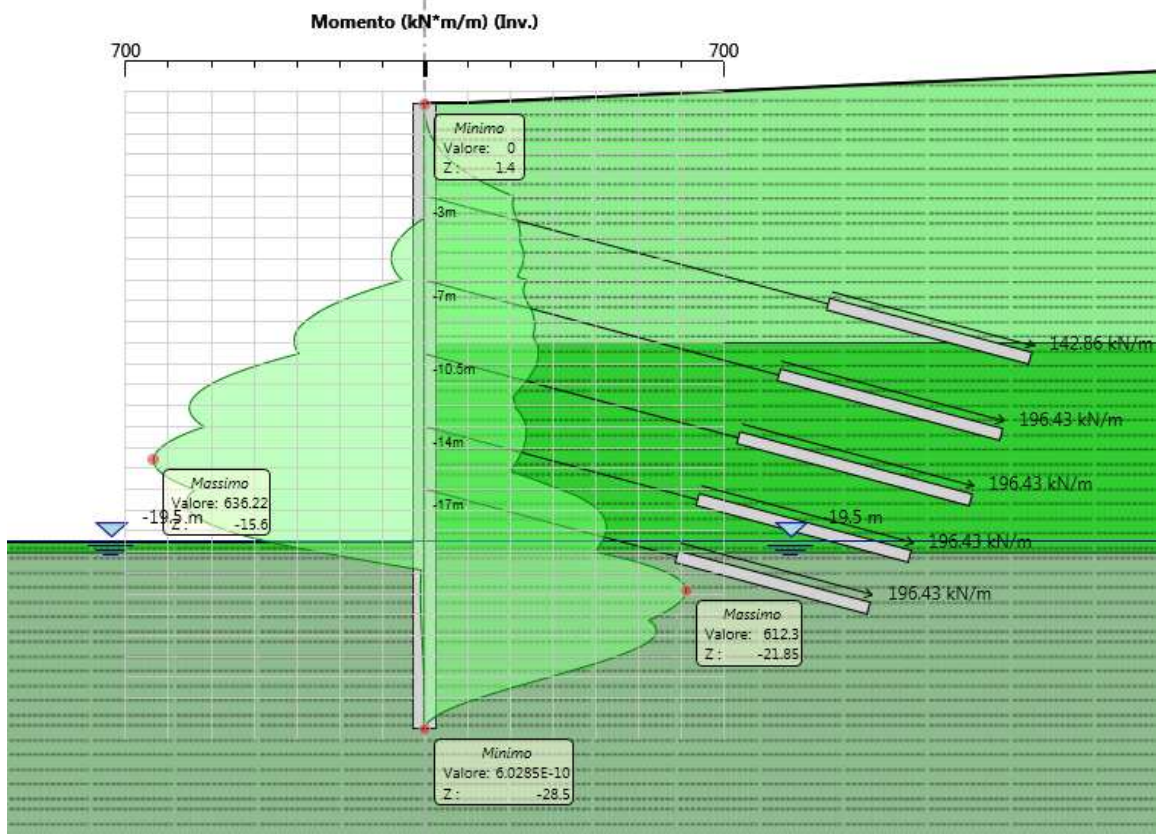


Figura 48 - Involuppo momento flettente SLE

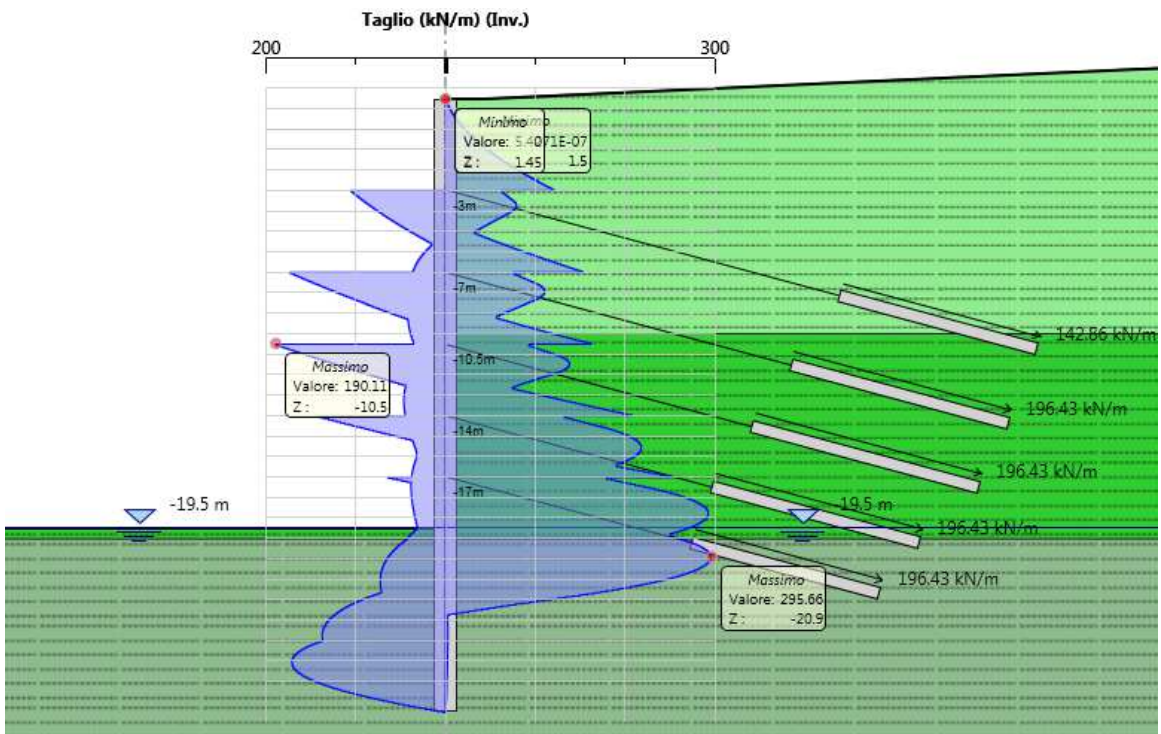


Figura 49 - Involuppo taglio SLE

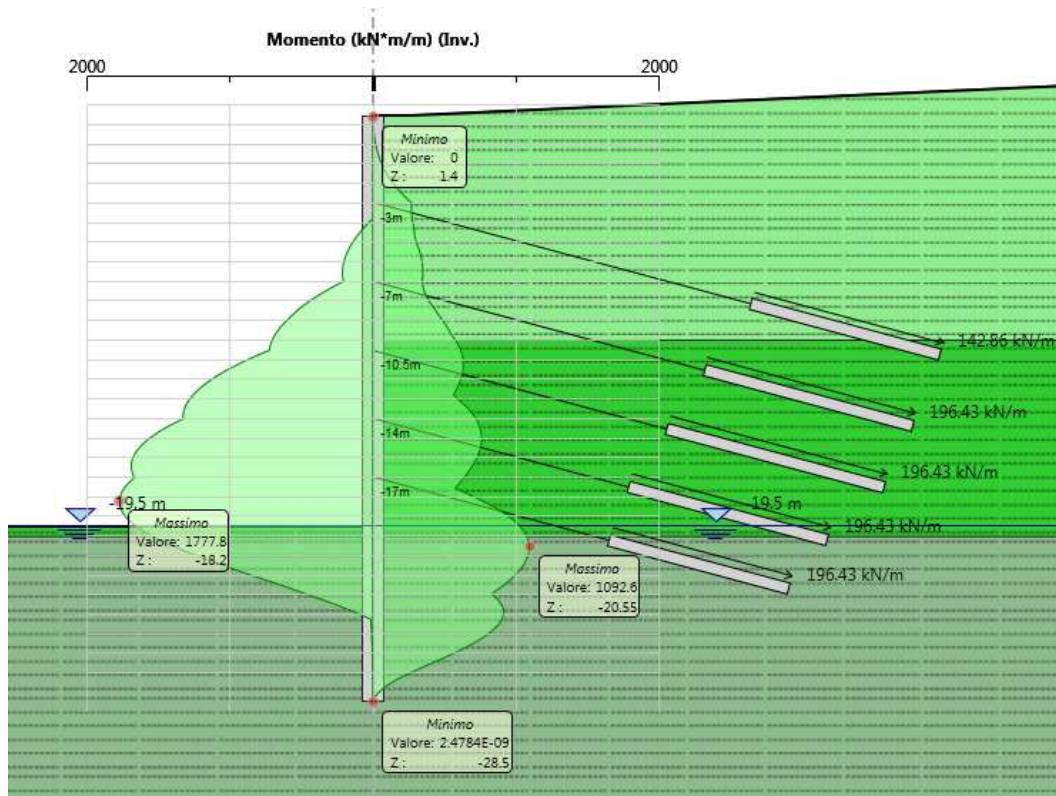


Figura 50 - Inviluppo momento flettente SLU

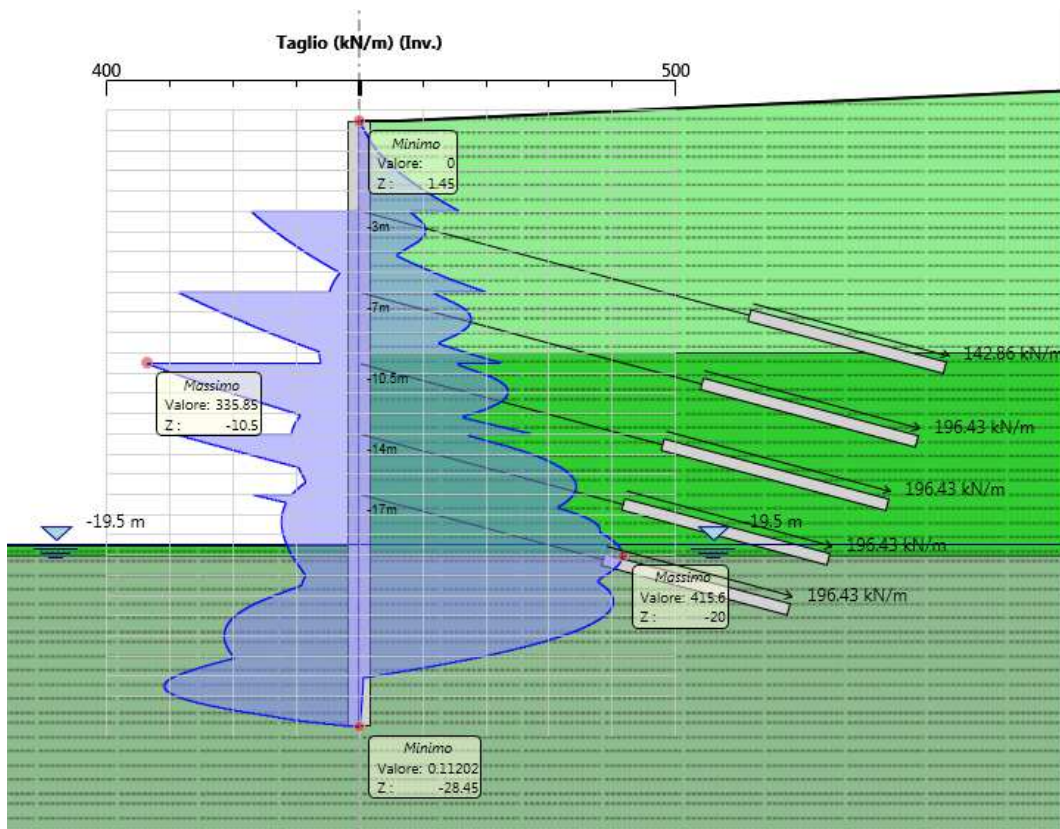


Figura 51 - Inviluppo taglio SLU

16.3 COGOLLO SUD – 3

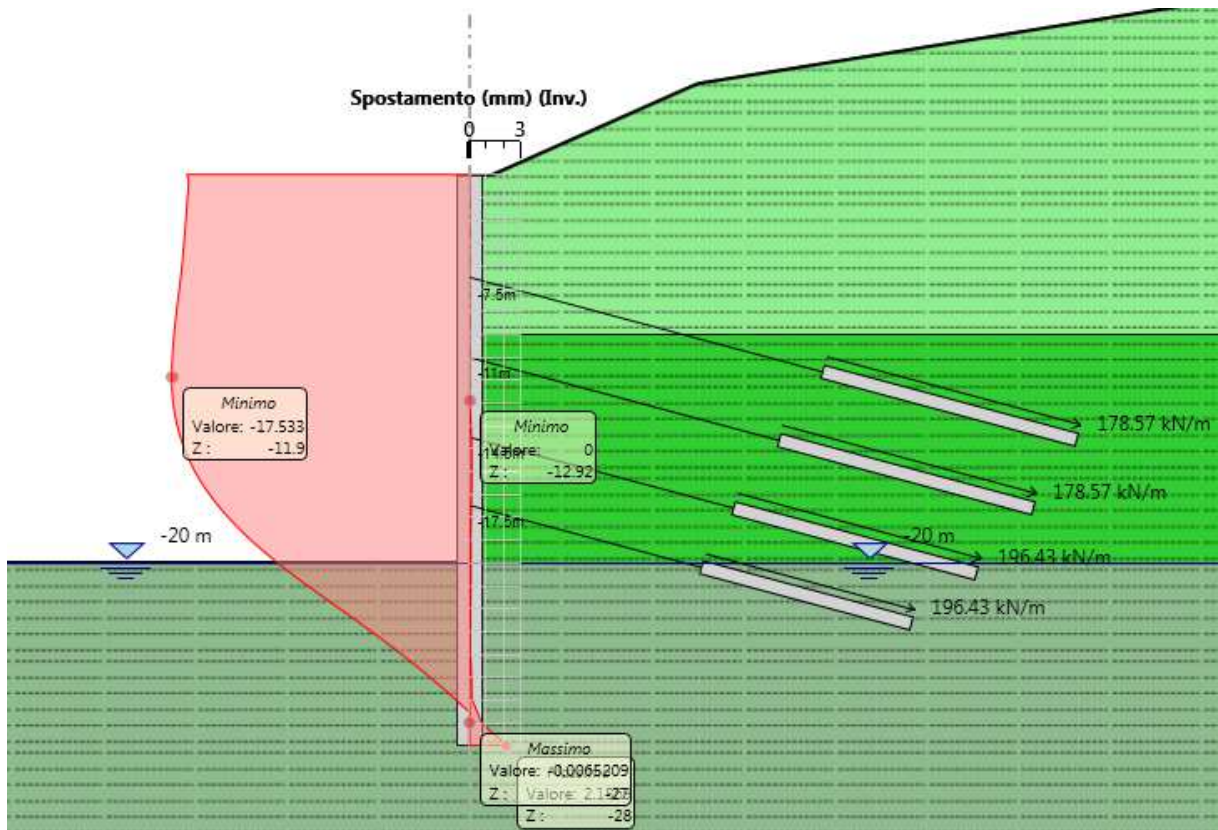


Figura 52 - Inviluppo spostamenti SLE

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

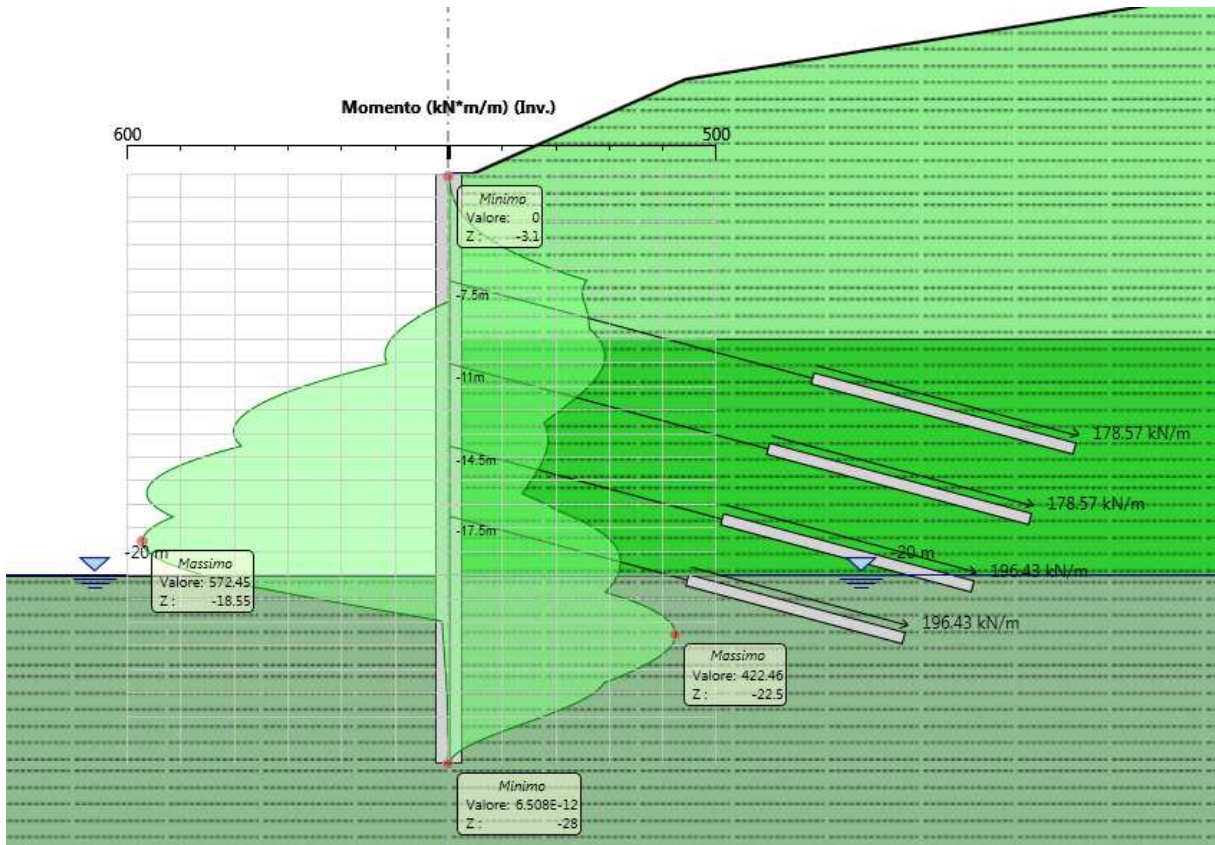


Figura 53 - Inviluppo momento flettente SLE

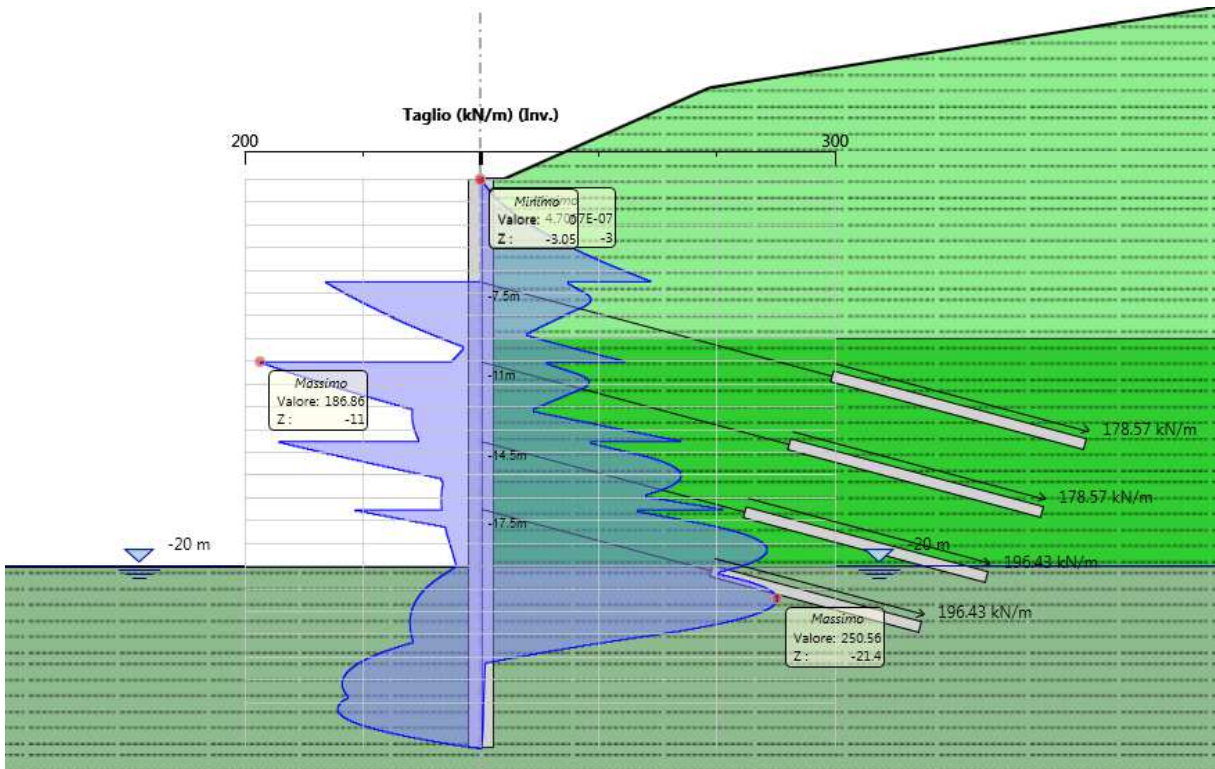


Figura 54 - Inviluppo taglio SLE

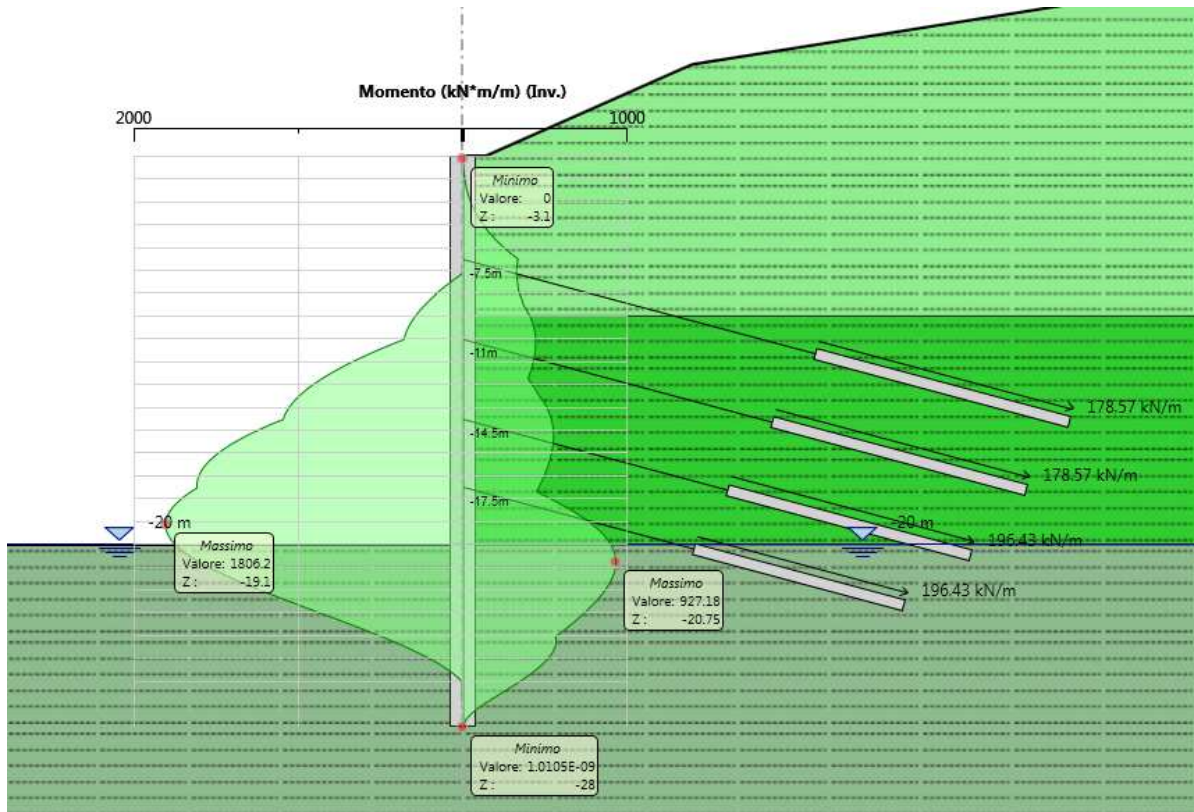


Figura 55 - Involuppo momento flettente SLU

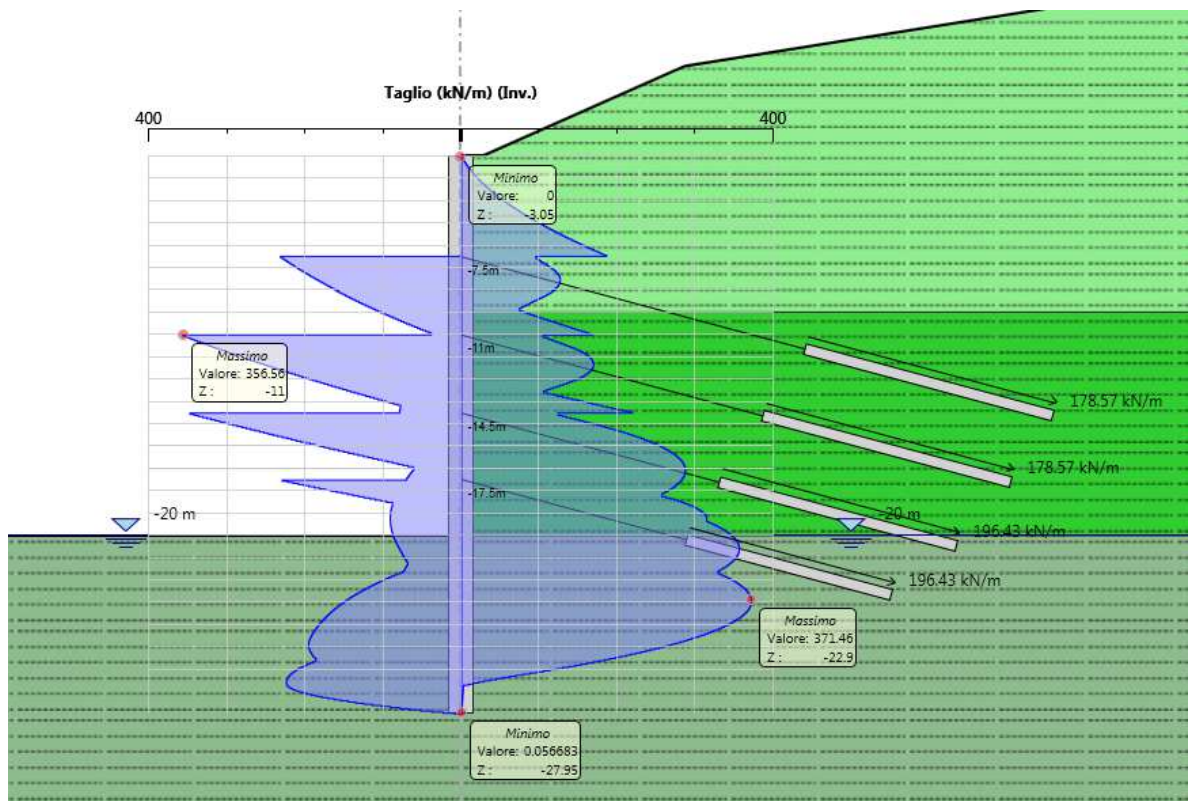


Figura 56 - Involuppo taglio SLU

16.4 COGOLLO NORD – 1

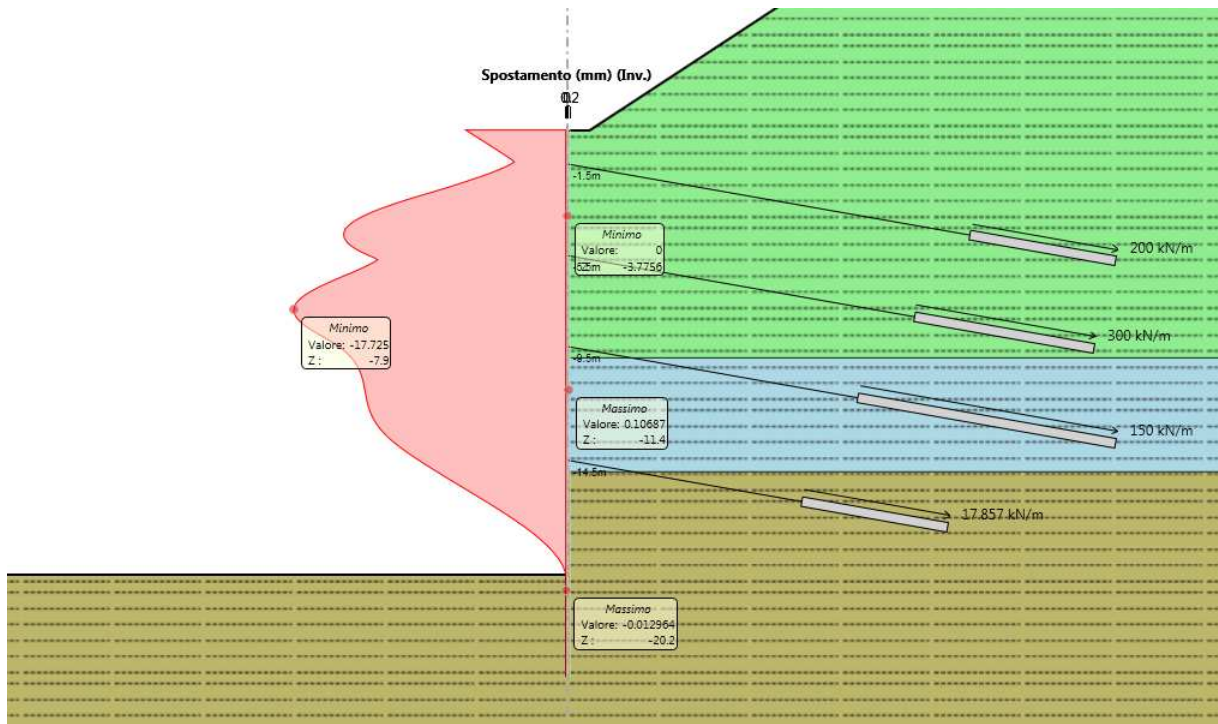


Figura 57 - Involuppo spostamenti SLE

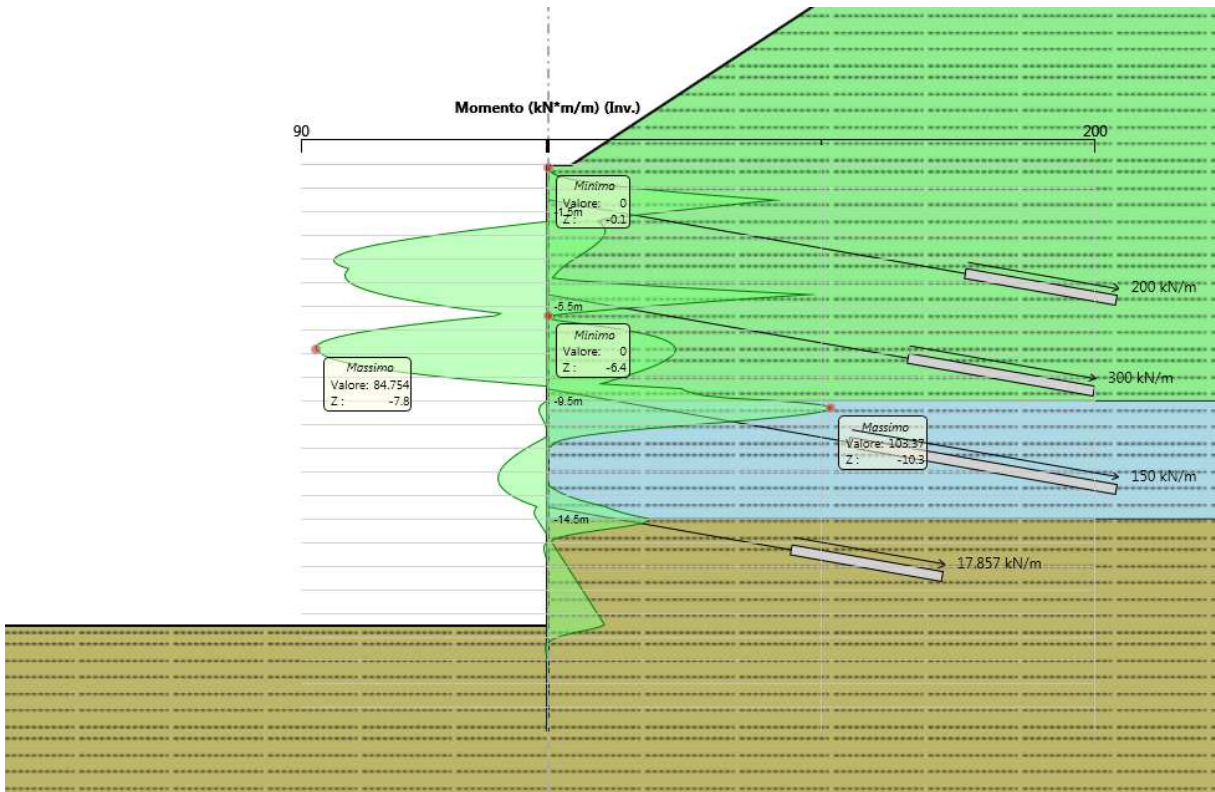


Figura 58 - Involuppo momento flettente SLE

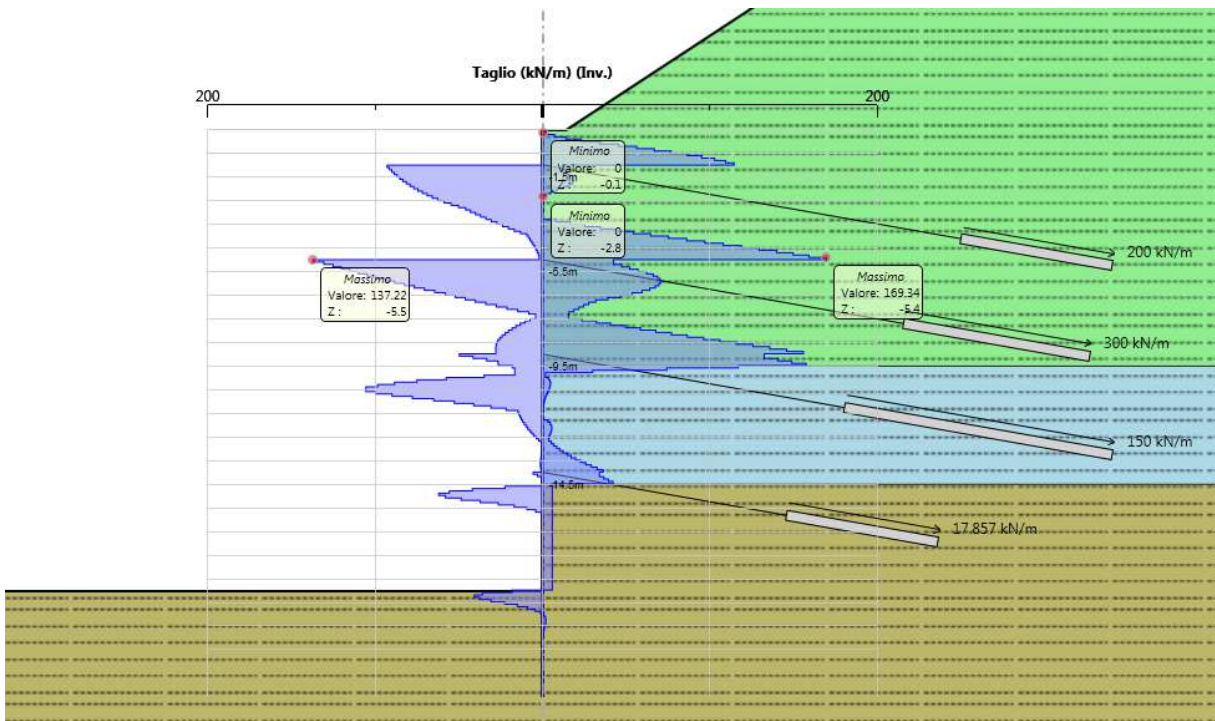


Figura 59 - Involuppo taglio SLE

AUTOSTRADA VALDASTICO A31 NORD
1° LOTTO - PIOVENE ROCCHETTE – VALLE DELL'ASTICO

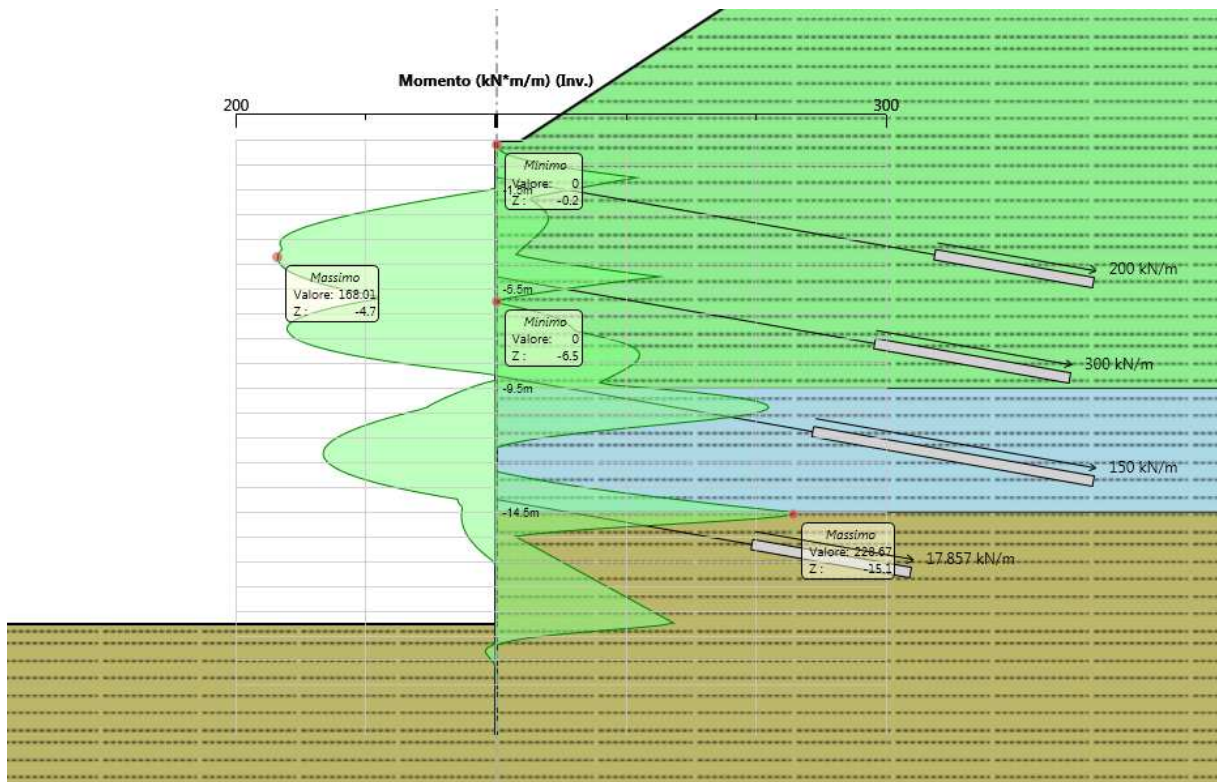


Figura 60 - Involuppo momento flettente SLU

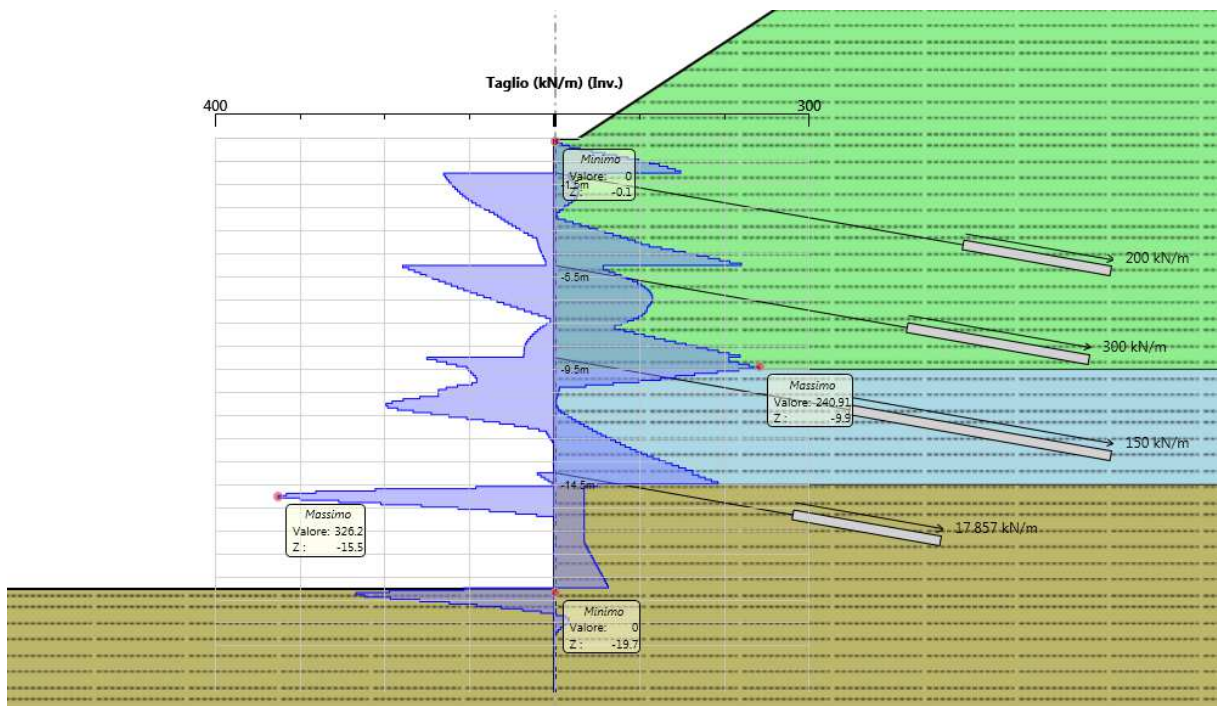


Figura 61 - Involuppo taglio SLU

16.5 COGOLLO NORD – 2

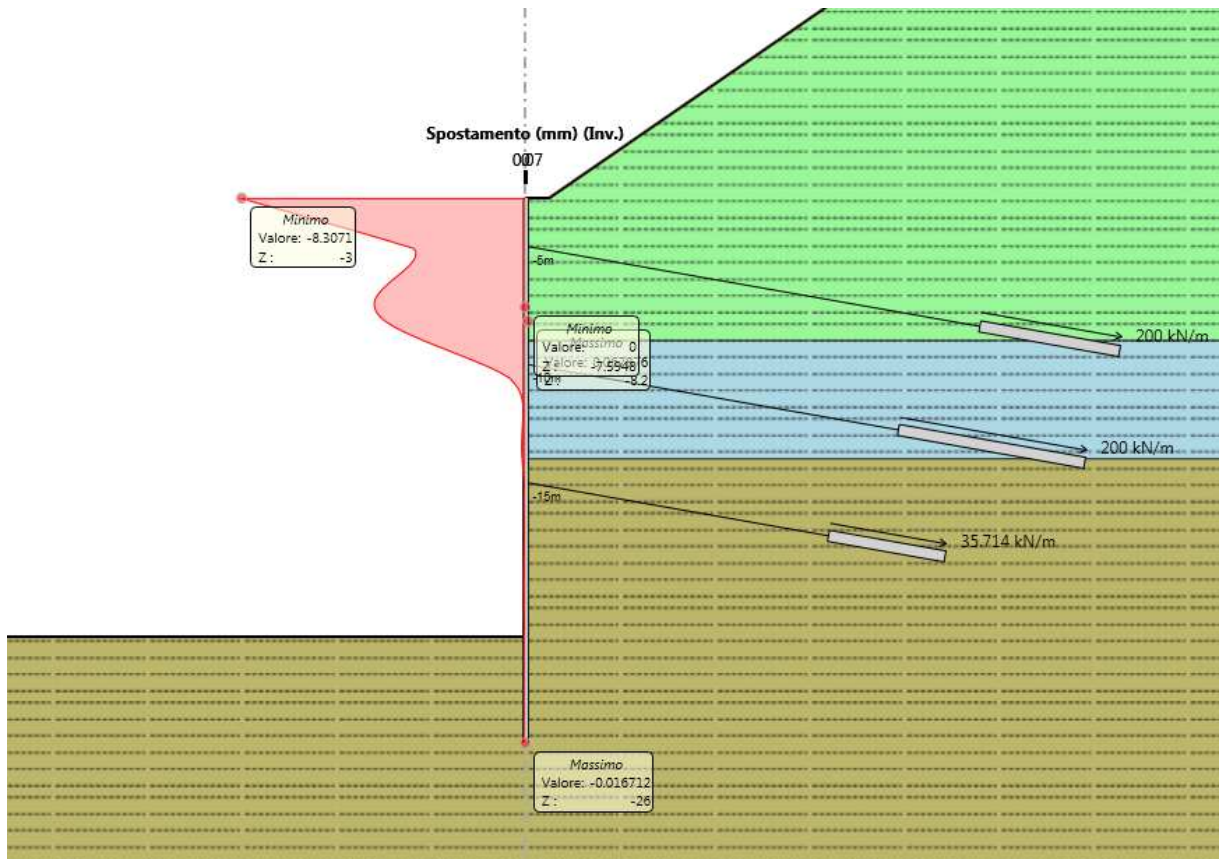


Figura 62 - Involuppo spostamenti SLE

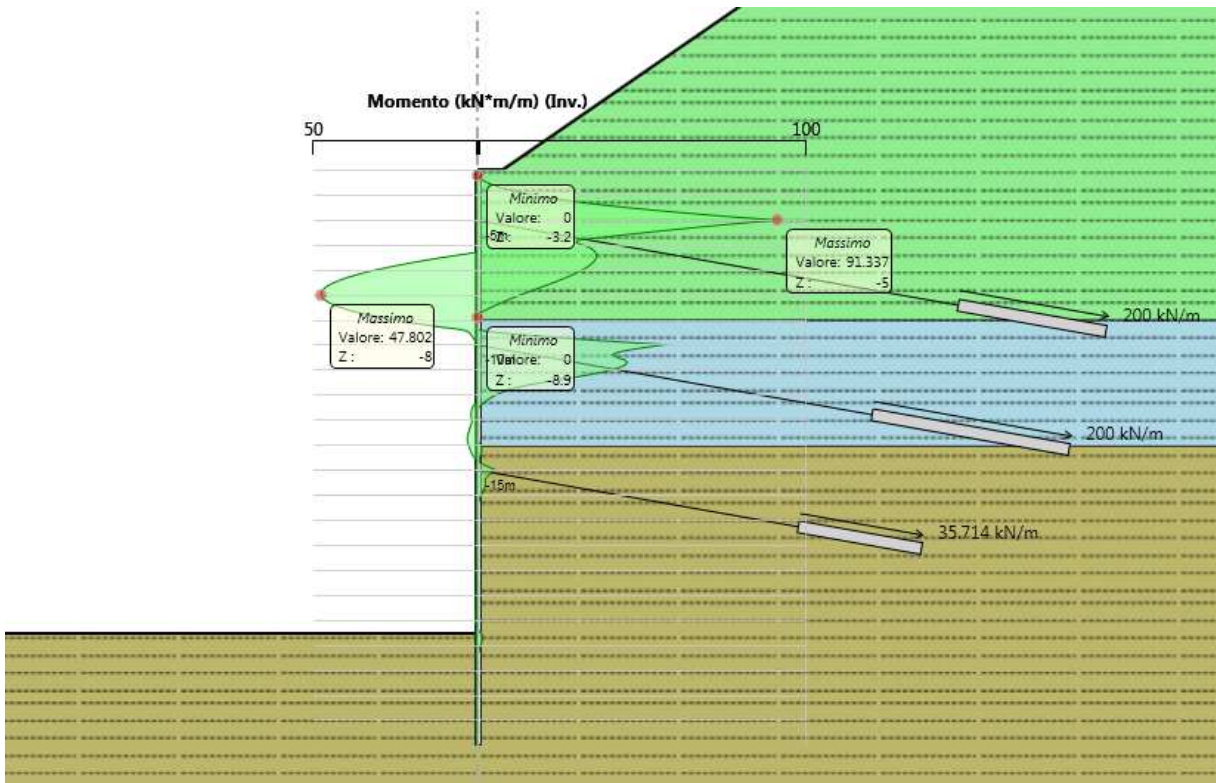


Figura 63 - Involuppo momento flettente SLE

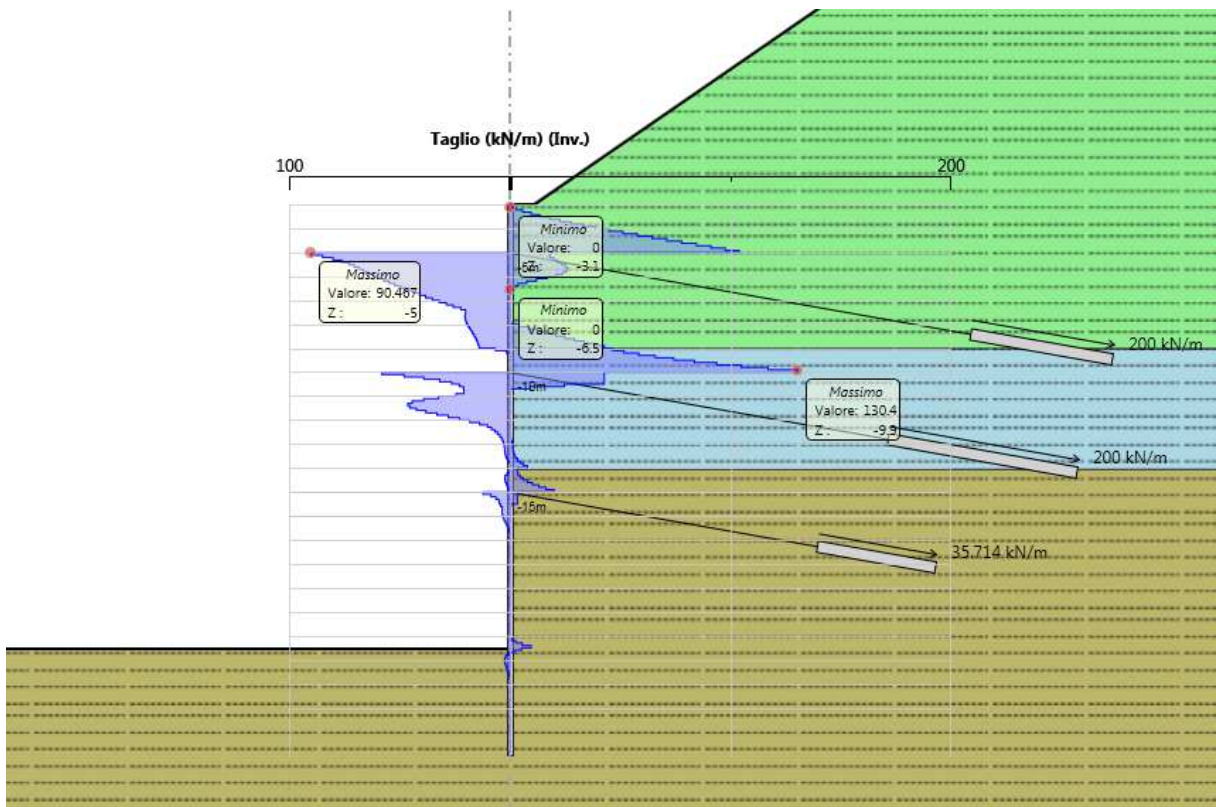


Figura 64 - Involuppo taglio SLE

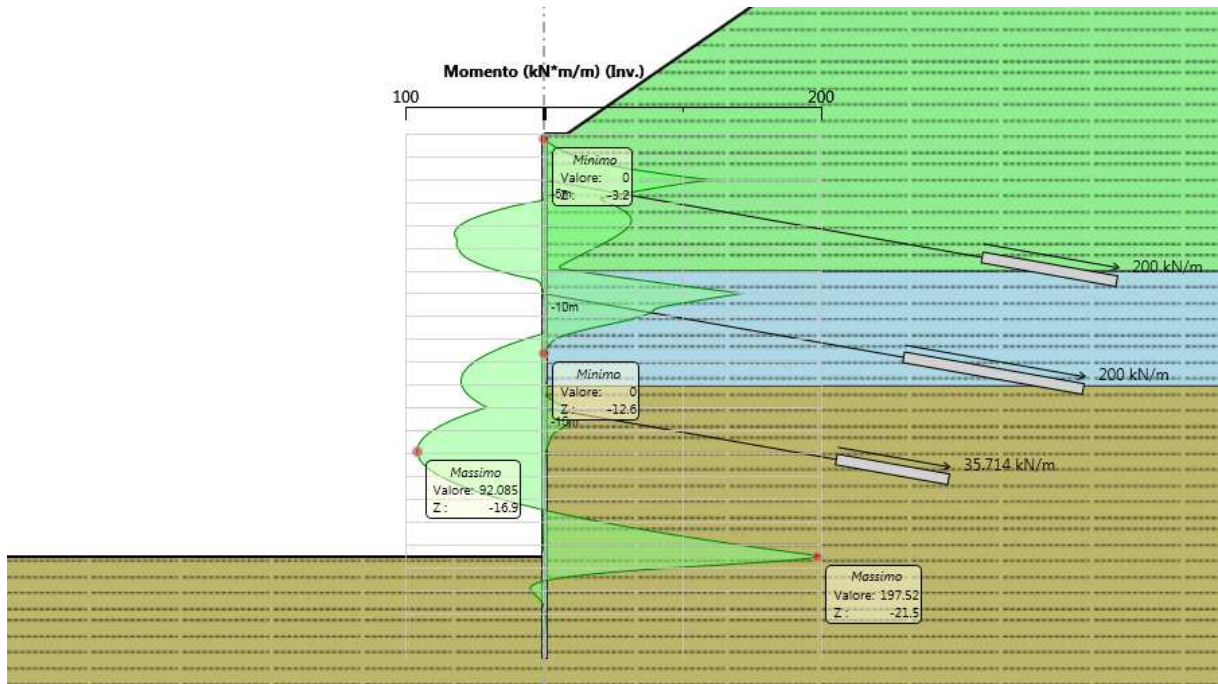


Figura 65 - Inviluppo momento flettente SLU

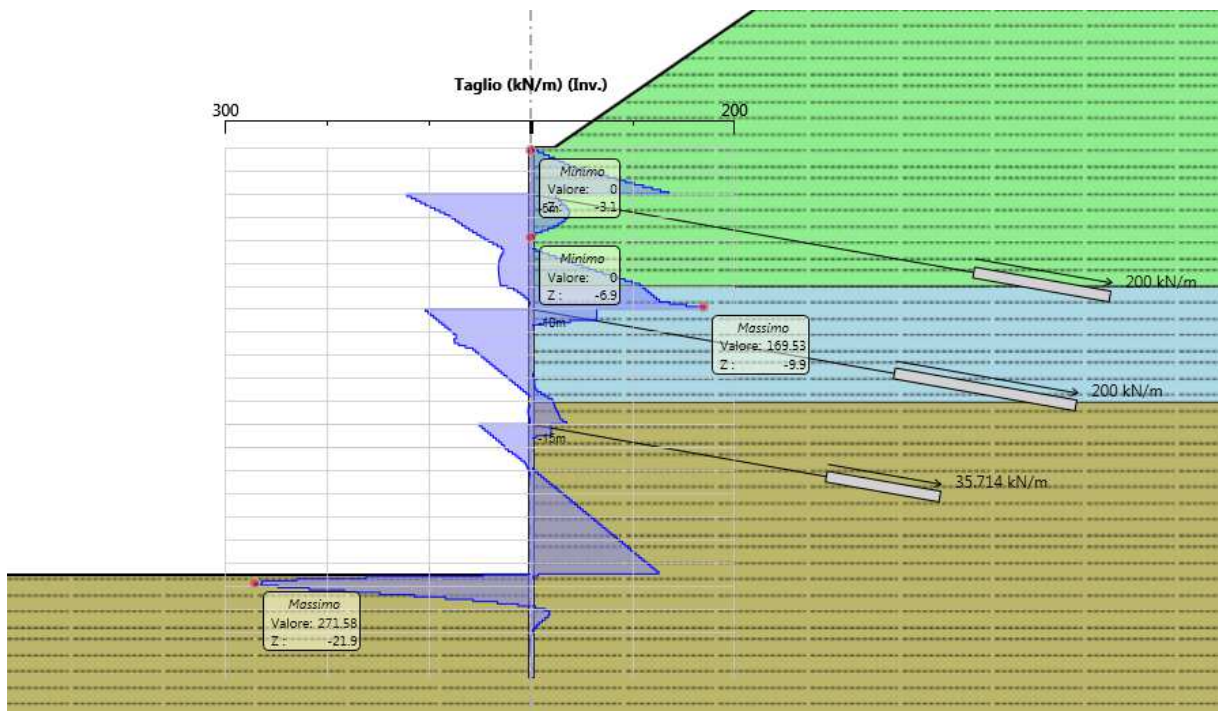


Figura 66 - Inviluppo taglio SLU