

AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA DEL TRATTO RIMINI NORD-PEDASO


TRATTO: SENIGALLIA – ANCONA NORD

PROGETTO ESECUTIVO

DOCUMENTAZIONE GENERALE

GEOTECNICA

RELAZIONE GEOTECNICA DEL CORPO AUTOSTRADALE

 ingegneria europea	IL PROJECT ENGINEER: Ing. Michele Pastorino Ord. Ingg. Savona N.1104	IL DIRETTORE TECNICO : Ing. Maurizio Torresi Ord. Ingg. Milano N.16492
	RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE	RESPONSABILE FUNZIONE "STUDI E PROGETTI"

WBS – Rif. elaborato		DIRETTORIO		FILE		DATA:	REVISIONE		
—		codice	commessa	N.Prog.	unita'	n. progressivo	GIUGNO 2008	n.	data
—		1	1	1	4	23	02	GEI	002
					AP				
							SCALA: —		

ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI :	Ing. Federico Carbonaro	CONSULENZA:	
ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI :		COORDINATORE GEINGEGNERIA:	Ing. Tiziano COLLOTTA – O.I. Lecco N. 122
		RESPONSABILE PROG. SPECIALISTICA:	Ing. Piero BONGIO – O.I. Sondrio N. 538

VISTO DELLA COMMITTENTE

SPEA Ingegneria Europea

AUTOSTRADA A14 (Bologna – Bari – Taranto)

TRATTA: SENIGALLIA - ANCONA NORD

INTERVENTI DI AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA

DAL km 194+800 AL km 213+740

PROGETTO ESECUTIVO

RELAZIONE GEOTECNICA DEL CORPO AUTOSTRADALE



INDICE

1	INTRODUZIONE	5
2	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	6
2.1	ELABORATI PROGETTUALI.....	6
2.2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	6
2.3	DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO	7
2.4	BIBLIOGRAFIA PRINCIPALE.....	8
3	DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE DEL TRACCIATO	9
3.1	TRATTA 1: DA INIZIO LOTTO KM 194+800 ALLA PROGRESSIVA KM 205+830 CIRCA.....	9
3.2	TRATTA 2: DA PROGRESSIVA KM 205+830 A FINE LOTTO KM 213+740 CIRCA.....	12
4	PREPARAZIONE DEI PIANI DI POSA E BONIFICHE	13
4.1	CLASSIFICAZIONE E RIUTILIZZAZIONE DEI MATERIALI	13
4.2	PREPARAZIONE DEL PIANO DI POSA.....	19
5	COSTRUZIONE DEL CORPO DEL RILEVATO CON MISCELE TERRENO - CALCE.....	21
5.1	COSTRUZIONE DEL CORPO DEL RILEVATO	21
5.1.1	<i>Modalità di esecuzione</i>	<i>22</i>
5.1.2	<i>Controlli in opera e accettazione</i>	<i>26</i>
6	ANALISI DEI CEDIMENTI PER I NUOVI RILEVATI	27
6.1	GENERALITÀ	27
6.2	METODO DI CALCOLO PER LA STIMA DEI CEDIMENTI	27
6.3	SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 196+040 (OPERA 35)	35
6.4	SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 197+093 (OPERA 36)	38

6.5	SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 198+160 (OPERA 3)	41
6.6	SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 200+200 (OPERA 8)	44
6.7	SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 200+552 (OPERA 29)	47
6.8	SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 206+820	50
6.9	SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 206+860	53
6.10	SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 212+020	56
7	VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALI.....	59
7.1	CONDIZIONI STATICHE.....	60
7.2	CONDIZIONI SISMICHE	60
7.3	RISULTATI DELLE ANALISI	62
7.4	SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 195+260 CARR. NORD	65
7.5	SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 197+700 CARR. NORD	66
7.6	SEZIONE IN TRINCEA ALLA PROGRESSIVA 200+580 CARR. NORD.....	67
7.7	SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 201+760 CARR. NORD	68
7.8	SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 202+120 CARR. NORD	69
7.9	SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 203+580 CARR. NORD	70
7.10	SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 204+900 CARR. NORD	71
7.11	SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 205+640 CARR. SUD	72
7.12	SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 206+068 CARR. SUD	73
7.13	SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 206+820 CARR. SUD	74
7.14	SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 206+860 CARR. SUD	75
7.15	SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 209+680 CARR. SUD	76
7.16	SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 209+880 CARR. SUD	77

7.17	SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 211+500 CARR. NORD	78
7.18	SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 212+020 CARR. NORD	79
7.19	SEZIONE IN RILEVATO S.S. 16 ALLA PROGRESSIVA 0+129 IN ASSENZA DI BONIFICA.....	80
7.20	SEZIONE IN RILEVATO S.S. 16 ALLA PROGRESSIVA 0+129 CON BONIFICA	81
7.21	SEZIONE IN RILEVATO S.S. 16 ALLA PROGRESSIVA 3+809 IN ASSENZA DI BONIFICA.....	82
7.22	SEZIONE IN RILEVATO S.S. 16 ALLA PROGRESSIVA 3+809 CON BONIFICA	83

ALLEGATO 1: valutazione delle interferenze tra il tracciato autostradale e le aree di versante in dissesto individuate nel Piano Stralcio di Bacino per l'assetto Idrogeologico della Regione Marche (PAI).

ALLEGATO 2: verifiche di stabilita' - tabulati di calcolo programma Pro_stab

1 INTRODUZIONE

Nella presente relazione vengono approfonditi gli aspetti geotecnici del progetto del corpo stradale della tratta compresa tra le progressive km 194+800 e km 213+740 circa nel tratto Senigallia - Ancona Nord dell'Autostrada A14 Bologna – Bari – Taranto.

In particolare, vengono trattati i seguenti aspetti:

- preparazione dei piani di posa e relative bonifiche sotto i rilevati ed in trincea;
- valutazioni sull'idoneità geotecnica dei materiali di scavo ad essere impiegati nei lavori, tal quale o con eventuali trattamenti, e definizione di questi ultimi;
- valutazione dei cedimenti dei rilevati;
- verifiche di stabilità globali di rilevati e trincee;
- valutazione delle interferenze tra il tracciato autostradale e le aree di versante in dissesto individuate dal Piano Stralcio di Bacino per l'Assetto Idrogeologico dei Bacini di rilievo regionale (PAI – D.R. No.116 del 21/01/2004), riportato nell'allegato 1.

2 DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

2.1 ELABORATI PROGETTUALI

- [2.1.1]. Relazione geotecnica generale – Progetto Esecutivo.
- [2.1.2]. Profilo geotecnico longitudinale – Progetto Esecutivo.
- [2.1.3]. Sezioni trasversali – Progetto Esecutivo.
- [2.1.4]. Profilo longitudinale - Progetto Esecutivo.
- [2.1.5]. Relazione geologica - Progetto Esecutivo.

2.2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- [2.2.1]. D.M. 16.01.1996 “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.
- [2.2.2]. Circolare 156 del 04.07.1996 “Istruzioni per l’applicazione delle norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.
- [2.2.3]. D.M. 11.03.1988 “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- [2.2.4]. Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20.03.03, n. 3274 (G.U. 08.05.03).
- [2.2.5]. Regione Marche “Piano stralcio di bacino per l’Assetto Idrogeologico dei bacini di rilievo regionale”. Carta del Rischio Idrogeologico - Tavola RI21 scala 1:25.000.

2.3 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO

[2.3.1]. Autostrade S.p.A. “Interventi di manutenzione straordinari nella tratta Senigallia-Ancona Nord – Opere di stabilizzazione di dissesti ai km 197+800; 198+350; 199+200; 200+150; 200+900; 201+200; 203+850; 204+450; 205+500”.

[2.3.2]. SPEA Ingegneria Europea “Autostrade A1 – A9 – A14, ampliamento alla terza corsia. Studi specialistici propedeutici alla progettazione definitiva e SIA. Monografia n. 6. A14-Azioni sismiche di progetto. Valutazione dell’impatto delle nuove Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche sulle opere all’aperto in ampliamento. Maggio 2004.

Documentazione di progetto “Autostrada A14 Bologna-Bari-Taranto - Ampliamento alla terza corsia tratto Senigallia-Ancona Nord. Progetto definitivo. Elenco elaborati”. Novembre 2004.

In particolare:

[2.3.3]. SPEA Ingegneria Europea “Autostrada A14 Bologna-Bari-Taranto - Ampliamento alla terza corsia tratto Senigallia-Ancona Nord. Progetto definitivo. Relazione Geologica e Geomorfologica”. Novembre 2004.

[2.3.4]. SPEA Ingegneria Europea “Autostrada A14 Bologna-Bari-Taranto - Ampliamento alla terza corsia tratto Senigallia-Ancona Nord. Progetto definitivo. Relazione Geotecnica”. Novembre 2004.

[2.3.5]. SPEA Ingegneria Europea “Autostrada A14 Bologna-Bari-Taranto - Ampliamento alla terza corsia tratto Senigallia-Ancona Nord. Progetto definitivo. Opere di presidio – Relazione descrittiva”. Novembre 2004.

2.4 BIBLIOGRAFIA PRINCIPALE

- [2.4.1]. Lancellotta R., 1993, “Geotecnica” – Zanichelli, Bologna, 2a ed., 555pp.
- [2.4.2]. Mononobe N., and Matuo H., 1929, “On the determination of earth pressure during earthquakes”, Proceedings of World Engineering conference, Vol.9.
- [2.4.3]. Okabe S., 1926, “General theory of earth pressure”, Journal, Japanese Society of Civil engineers, Vol.12, No.1.
- [2.4.4]. Janbu N., 1973, “Slope stability computations”, Casagrande Volume. Embankment Dam Engineering. John Wiley & Sons ed.

3 DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE DEL TRACCIATO

Il tracciato oggetto di intervento si sviluppa dal km 194+800 al km 213+740 circa nel tratto Senigallia - Ancona Nord dell'Autostrada A14. In particolare verranno considerate due tratte distinte, caratterizzate da differenti condizioni geomorfologiche: tratta 1, da km 194+800 a km 205+830 e tratta 2, da km 205+830 e km 213+740. Incluso nella presente relazione è anche il tracciato della Strada Statale 16, compreso tra il km 0+000 ed il km 4+051, che affianca il corpo autostradale da inizio intervento al km 198+850 circa.

Nel presente capitolo si descrivono:

1. le caratteristiche principali del tracciato (altezza dei rilevati, pendenza delle scarpate delle trincee, morfologia del territorio ed eventuale presenza di fenomeni di dissesto dei versanti);
2. le principali opere previste;
3. i terreni presenti lungo il tracciato ed il livello della falda (per maggiori dettagli si faccia riferimento alla relazione di caratterizzazione geotecnica).

3.1 TRATTA 1: DA INIZIO LOTTO KM 194+800 ALLA PROGRESSIVA KM 205+830 CIRCA

Il tracciato attraversa prevalentemente i depositi plio-pleistocenici [unità P_{1a} e P_{1b}], che presentano, relativamente alla coltre superficiale (P_{1a}), una criticità dal punto di vista geotecnico elevata, testimoniata dalla presenza di numerosi dissesti, segnalati anche dalla cartografia regionale. Storicamente durante i lavori di costruzione dell'autostrada, negli anni 1965÷1970, gran parte delle trincee che interessano le formazioni pleistoceniche, durante le fasi di scavo o successivamente ad esso nell'immediato presentarono movimenti di materiale lungo le scarpate; a seguito di tali problematiche furono eseguite riprofilature delle scarpate e drenaggi trasversali. Successivamente negli anni 1980÷1990 il tratto autostradale è stato interessato da numerosi interventi di consolidamento, eseguiti nell'ambito delle attività di

manutenzione straordinaria, i quali hanno interessato principalmente tratti caratterizzati dalla presenza di rilevati autostradali di altezze superiori ai 4÷5m. Gli interventi, come si può constatare dalla Tabella 3-1 e dai documenti di contabilità dei lavori, sono pressoché generalmente rappresentati da paratie di pali di grande diametro, ($\phi=1000, 1200$ o 1500 mm), tirantate in testa con tiranti a 4÷5 trefoli di lunghezza dell'ordine di 27÷40m, realizzate al piede del rilevato autostradale.

Alla luce di tali esperienze e di quanto emerso dalle analisi sulle opere di sostegno (Studio Specialistico di Completamento al Progetto Preliminare Propedeutico alla Progettazione Definitiva e SIA – Monografia No.6) che indicano già per altezze di scavo superiori a 2 m la necessità di ricorrere a paratie di pali di grande diametro con più ordini di tiranti, la progettazione stradale è stata indirizzata verso un ampliamento asimmetrico verso valle in modo da evitare, o comunque minimizzare, la realizzazione di scavi verso monte, prevedendo piuttosto eventuali opere di presidio al piede dei rilevati in grado di prevenire la formazione dei fenomeni stessi con adeguati margini di sicurezza. Gli interventi di presidio in progetto, generalmente, sono costituiti da paratie di pali tiratati al piede dei rilevati in ampliamento.

Accanto a tali tipologie di interventi, si prevedono muri di sostegno con fondazione su pali (altezze fuori terra variabili da 4÷10 m) e muri in terra armata (altezze fuori terra fino a 10 m) .

Le pendenze delle scarpate dei rilevati che interessano le formazioni plio-pleistoceniche [unità P_{1a} e P_{1b}] sono 2(H):1(V).

Lungo la tratta sono state realizzate in totale 50 opere, con sviluppi variabili tra 50 e 350 m circa:

- n. 4 muri di sostegno su coppie di pali;
- n. 8 paratie di controripa;
- n. 38 Interventi a valle dell'autostrada-opera di presidio;

Per il dimensionamento e per maggiori dettagli sulle opere in progetto si rimanda agli appositi elaborati di progetto.

Tabella 3-1- Elenco degli interventi eseguiti nell'ambito della manutenzione straordinaria della rete autostradale

Descrizione Intervento			Monitoraggio pre-intervento
Progressiva (anno)	Tipo di intervento	Ubicazione	Data osservazione Velocità Profondità superfici
197+850÷197+930 (1986)	Diaframmi in c.a. (sp=1000mm) e ripristino muro di sostegno	A monte del muro di sostegno carr. sud	-
199+200 (1993)	Paratia di pali ($\phi=1200$ mm) tirantata in sommità	A monte della sede in carr. sud	1991÷1993 1mm/mese 6 m
200+150 (1994)	Paratia di pali ($\phi=1200$ mm) tirantata in sommità Schermo drenante (pozzi ($\phi=1500\div2000$ mm))	A valle rilevato carr. nord A monte carr. sud	1991÷1993 3mm/mese 14 m
200+900 (1991)	Paratia di pali ($\phi=1000$ mm) tirantata in sommità	A valle rilevato carr. nord	1989÷1990 3mm/mese 6 m
201+200 (1991)	Paratia di pali ($\phi=1500$ mm) tirantata in sommità	A valle rilevato carr. nord	1990÷1991 2mm/mese 12 m
203+850 (1991)	Paratia di pali ($\phi=1500$ mm) tirantata in sommità	A valle rilevato carr. nord	1990÷1991 1mm/mese 8 m
204+450 (1991)	Paratia di pali ($\phi=1500$ mm) tirantata in sommità	A valle rilevato carr. nord	1989÷1990 3mm/mese 5 e 8m 10 m
205+500 (1999)	Paratia di pali ($\phi=1200\div1500$ mm) tirantata in sommità Schermo drenante (pozzi ($\phi=1500\div2000$ mm))	A valle rilevato carr. nord A monte carr. sud	1996÷1997 20mm/mese 10 m -

3.2 TRATTA 2: DA PROGRESSIVA KM 205+830 A FINE LOTTO KM 213+740 CIRCA

Il tracciato attraversa i depositi quaternari [unità A_1 e A_2], ad eccezione del primo chilometro (fino a progr. km 206+800 circa) dove sono presenti i depositi plio-pleistocenici [unità P_{1a} e P_{1b}]. Entrambi i depositi non presentano le problematiche geotecniche che caratterizzano la tratta 1 precedente, non essendo stati storicamente sede di dissesti.

Non è stato necessario, nella progettazione, ricorrere ad opere di presidio al piede delle scarpate e si è ricorso in generale ad un ampliamento simmetrico del rilevato autostradale.

Le pendenze delle scarpate dei rilevati sono pari a 2(H):1(V) nell'ambito delle formazioni plio-pleistoceniche [unità P_{1a} e P_{1b}], e pari a 7(H):4(V) nelle formazioni quaternarie [unità A_1 e A_2].

L'impiego, per le scarpate dei rilevati, di pendenze inferiori (2H:1V contro 7H:4V) nelle tratte interessate dalle formazioni plio-pleistoceniche caratterizzate dalla presenza di fenomeni di dissesto, deriva dall'esigenza di garantire maggiore stabilità ai rilevati, consentendo di aumentare i relativi fattori di sicurezza e di contenere la realizzazione di opere di presidio.

4 PREPARAZIONE DEI PIANI DI POSA E BONIFICHE

4.1 CLASSIFICAZIONE E RIUTILIZZAZIONE DEI MATERIALI

Come evidenziato nella Relazione Geotecnica Generale, in base alle prove eseguite sui campioni prelevati nei pozzetti esplorativi (Tabella 4-1a e 4-1b), la quasi totalità dei terreni interessati dal progetto in esame sono caratterizzati da un elevato contenuto in materiale fine, generalmente superiore al 35% ed appartengono prevalentemente alle classi A-6 e A-7-6 della classificazione CNR-UNI 10006 (Tabella 4-2).

Analizzando i risultati delle prove di carico su piastra eseguite negli stessi pozzetti, si riscontra la necessità generalizzata di bonificare e/o stabilizzare il piano di posa dei rilevati, indipendentemente dalla loro altezza, nei tratti che ricadono nelle formazioni P1a e A1, come si evince dalla Tabella 4-3, dove sono riportate le percentuali di prove che hanno fornito un modulo al primo ciclo M_{d1} maggiore o minore di 15 MPa (1). I dati relativi alla formazione A2 sono insufficienti, essendo limitati a sole due prove; d'altra parte tale formazione interessa solo localmente le opere, in corrispondenza dei rilevati di approccio al Viadotto Esino (progr. Km 210+472 – km 210+673). La bonifica o stabilizzazione è tanto più necessaria in tutti i terreni

¹ Estratto delle Norme Tecniche d'Appalto:

“.....Salvo diverse e più restrittive prescrizioni motivate in sede di progettazione dalla necessità di garantire la stabilità del rilevato, il modulo di deformazione M_d al primo ciclo di carico su piastra (diametro 30 cm) dovrà risultare non inferiore a:

60 MPa: nell'intervallo compreso tra 1,5÷2,5 daN/cm² sul piano di posa della fondazione della pavimentazione autostradale in rilevato, in trincea e nel riempimento dell'arco rovescio in galleria;

20 MPa: nell'intervallo compreso tra 0,5÷1,5 daN/cm² sul piano di posa del rilevato quando posto a 1,00 m da quello della fondazione della pavimentazione autostradale;

15 MPa: nell'intervallo compreso tra 0,5÷1,5 daN/cm² sul piano di posa del rilevato quando posto a 2,00 m da quello della fondazione della pavimentazione autostradale.

La variazione di detti valori al variare della quota dovrà risultare lineare.

Per altezze di rilevato superiori a 2 m potranno essere accettati valori inferiori a 15 MPa sempre che sia garantita la stabilità dell'opera e la compatibilità dei cedimenti sia totali che differenziali e del loro decorso nel tempo.

incontrati nel lotto per le trincee e le zone di transizione rilevato-trincea (Tabella 4-4 e Tabella 4-5), dove il requisito diventa rispettivamente $M_{d1} > 20\text{MPa}$ e $M_{d1} > 60\text{MPa}$

Considerata la natura dei terreni naturali e la scarsità di aggregato idoneo, nonché le difficoltà e l'impatto ambientale di eseguire la bonifica per sostituzione, il progetto privilegia la stabilizzazione a calce (o a cemento nei terreni classificati A4), preferibilmente in sito.

Le indagini eseguite a supporto della progettazione comprendono una serie di prove per la qualificazione preliminare della miscela terreno-calce da impiegare nei lavori. Le prove sono state eseguite su una miscela di terreno proveniente da diversi pozzetti esplorativi (a simulare la miscelazione tipicamente attesa in cantiere), dopo una miscelazione con 3% di CaO (calce viva), ottenendo i seguenti risultati:

- a) consumo iniziale di calce CIC = 2.5%;
- b) IPI = 30% per materiale compattato ad un umidità "naturale" pari a $w_{opt} + 5\%$;
- c) Per lo stesso materiale CBR = 82% e 108% rispettivamente a 7 e 28 giorni di maturazione.

Fermo restando la necessità di determinare sperimentalmente il tenore di calce ottimale in base alle effettive condizioni riscontrate all'atto dei lavori, per esempio in relazione all'effettivo valore di umidità naturale, si prevede di eseguire la stabilizzazione impiegando indicativamente un tenore di 2.5% di CO (o un tenore equivalente di pari efficacia di calce idrata), dosato rispetto al peso secco del terreno da trattare.

Per i rilevati di altezza superiore a 2.0m, il trattamento verrà eseguito con spessori pari a 30cm realizzati mediante stabilizzazione in sito; per i rilevati bassi e per la stabilizzazione del sottofondo nelle trincee con spessori superiori a 60cm realizzati in parte (30cm) in situ e in parte su materiale riportato.

In relazione alle caratteristiche granulometriche e fisiche dei materiali analizzati, si prevede che circa 85÷90% del materiale proveniente dagli scavi risulti idoneo al trattamento a calce e possa essere riutilizzato, previo tale trattamento, per la formazione dei rilevati stradali (con esclusione del corpo delle terre armate e delle *terre rinforzate, da realizzarsi esclusivamente con materiali granulari appartenenti ai gruppi A1, A2-4, A2-5 e A3, compatibilmente con le indicazioni riportate nelle Norme Tecniche di Appalto allegato al progetto*).

La realizzazione dei rilevati con miscele terra-calce dovrà essere condotta in accordo alle specifiche definite al par 5.

Tabella 4-1a - quadro riassuntivo pozzetti esplorativi

Fase	Sigla (-)	Progressiva (km)	Formazione (-)	Profondità PLT (m)	Litologia (-)	Granulometria				Limiti di Atterberg				Moduli da prove su piastra		Classificazione (UNI 10006)
						A (%)	L (%)	S (%)	G (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	w (%)	M _{d1} (MPa)	M _{d2} (MPa)	
Fase A	L5-3-PZ1	196+220	P1a	0.50	limo argilloso	30	64	4	1	49	24	24		13.9	58.8	A-7-6
				1.50										15.8	55.50588	
	L5-3-PZ2	195+510	P1a	0.50	limo argilloso	33	61	4	2	45	24	21		20.1	77.41543	A-7-6
				1.50										35.4	588.4	
	L5-3-PZ3	202+280	P1a	0.50	limo argilloso	32	53	5	10	45	23	22		16.5	43.9	A-7-6
				1.50										7.4	38.2	
	L5-3-PZ4	203+900	P1a	0.50	limo argilloso	24	67	5	4	30	18	13		30.3	65.4	A-6
				1.50										21.3	54.5	
	L5-3-PZ5	205+010	P1a	0.50	limo argilloso	45	53	1	1	64	19	45		11.2	36.3	A-7-6
				1.50										27.5	73.5	
L5-3-PZ6	205+860	P1a	0.50	limo argilloso	22	75	3	1	41	26	16		13.1	30.0	A-7-6	
			1.50										55.5	245.2		
L5-3-PZ7	209+550	A1	0.50	limo sabbioso debolmente argilloso	10	80	10	1	32	19	13		15.2	49.9	A-6	
			1.50										42.0	183.9		
L5-3-PZ8	210+010	A1	0.50	limo debolmente argilloso	13	78	8	1	32	25	7		16.8	81.7	A-4	
			1.50										16.0	36.8		
L5-3-PZ9	210+660	A2	0.50	limo argilloso con ghiaia	46		20	34	34	20	14		9.6	81.7	A-6	
			1.50										16.0	36.8		
L5-3-PZ10	212+300	A1	0.50	limo argilloso	22	72	6	0	36	20	16		14.4	86.5	A-6	
			1.50										17.8	58.8		
Fase B	B5-PZR1	195+260	A1	0.70										13.8	40.5	
	B5-PZR2	201+700	P1a	0.80	limo argilloso	96		4	0	49	27	22	20	13.6	60.0	A-7-6
	B5-PZR3	203+790	P1a	0.70										13.1	45.5	
	B5-PZR4	205+280	P1a	0.80	lomo con argilla	97		3	0	57	31	26	22	13.2	44.1	A-7-5
	B5-PZR5	207+005	A1	0.80										9.8	66.7	
	B5-PZR6	209+670	A1	0.80	limo argilloso	92		8	0	38	25	13	20	10.0	60	A-6

Tabella 4-1b -quadro riassuntivo pozzetti esplorativi (segue)

Fase	Sigla (-)	Progressiva (km)	Formazione (-)	Profondità PLT (m)	Litologia (-)	Granulometria				Limiti di Atterberg			Moduli da prove su piastra		Classificazione (UNI 10006)	
						A (%)	L (%)	S (%)	G (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	w (%)	M _{d1} (MPa)		M _{d2} (MPa)
Fase E	E4-PZ1	195+250	A1	0.50	argilla limosa con tracce di sabbia	39	50	10	2	49	23	26		7298.0	19.9	A-7-6
				1.00		41	52	6	1	51	24	27	20	9.1	33.5	A-7-6
	E4-PZ2	196+025	P1a	0.60	argilla limosa con tracce di sabbia	49	44	5	1	57	23	34	19	5.9	23.0	A-7-6
				1.00		47	41	8	3	55	22	33	18	4.6	24.9	A-7-6
	E4-PZ3	195+990	P1a	0.50	argilla limosa con tracce di sabbia	55	39	6	0	58	22	36	19	3.6	nd	A-7-6
				1.10		53	37	10	0	58	23	35	19	5.9	50.6	A-7-6
	E4-PZ4	201+400	P1a	0.55	argilla limosa con tracce di sabbia	51	45	4	0	60	24	36	19	3.2	nd	A-7-6
				1.00		75	25	0	0	68	25	43	19	5.2	14.9	A-7-6
	E4-PZ5	202+880	P1a	0.60	argilla limosa	46	44	6	5	54	22	32	20	4.6	33.2	A-7-6
				1.15		argilla limosa con tracce di sabbia	51	41	5	3	56	23	33	15	8.9	37.3
	E4-PZ6	206+905	A1	0.50	argilla limosa	41	51	7	1	49	24	25	19	5.6	22.1	A-7-6
				1.00		33	61	6	1	45	22	23	17	7.5	35.1	A-7-6
	E4-PZ7	208+010	A1	0.50	argilla limosa	44	53	3	0	51	23	28	16	4.3	32.8	A-7-6
				1.00		44	54	2	0	51	23	28	20	6.1	31.8	A-7-6
	E4-PZ8	209+230	A1	0.50	argilla limosa con tracce di sabbia	33	64	4	0	48	20	28	12	6.7	36.9	A-7-6
				1.00		33	64	3	0	46	19	27	11	12.9	42.0	A-7-6
	E4-PZ9	209+550	A1	0.50	argilla limosa	30	65	5	0	43	20	23	21	4.4	42.0	A-7-6
				1.00		argilla limosa con tracce di sabbia	39	54	7	0	48	21	27	18	10.0	15.3
	E4-PZ10	209+900	A1	0.50	limo argilloso deb sabbioso tracce di ghiaia	32	53	9	5	48	21	27	18	4.3	31.4	A-7-6
				1.00		limo con argilla tracce di sabbia	45	50	5	0	54	22	32	21	10.6	31.1
E4-PZ11	210+240	A1	0.50	limo con argilla con tracce di sabbia	25	42	33	1	36	21	15	17	2.7	nd	A-6	
			1.00		28	49	23	0	36	20	16	19	3.4	nd	A-6	
E4-PZ12	211+800	A1	0.50	sabbia ghiaiosa limosa	26	47	27	0				7	7.0	46.6	A-2-4	
			1.00		limo con argilla tracce di sabbia	25	45	30	0	34	20	14	19	13.0	29.9	A-6
E4-PZ13	213+610	A1	0.50	limo argilloso sabbioso deb ghiaioso	27	34	26	14	30	19	11	19	10.3	21.9	A-6	
			1.00		limo argilloso sabbioso	49	37	15	0	53	21	32	20	7.0	20.6	A-7-6
E4-PZ14	213+800	A1	0.60	limo argilloso sabbioso tracce di ghiaia	51	45	4	0	54	22	32	23	5.0	19.3	A-7-6	
			1.00		limo argilloso sabbioso	54	36	11	0	56	22	34	24	5.4	23.9	A-7-6

Tabella 4-2 - percentuali delle formazioni in funzione delle classi CNR-UNI10006

	P1	A1	A2
A-7-6	88%	63%	0%
A-7-5	6%	0%	0%
A-6	6%	29%	100%
A-2-4	0%	4%	0%

Tabella 4-3 - percentuali delle prove in funzione del modulo al primo ciclo M_{d1} (M_{d1} lim = 15Mpa)

	P1	A1	A2
$M_{d1} > 15$	32%	17%	50%
$M_{d1} \leq 15$	68%	83%	50%

Tabella 4-4 - percentuali delle prove in funzione del modulo al primo ciclo M_{d1} (M_{d1} lim = 20Mpa)

	P1	A1	A2
$M_{d1} > 20$	26%	3%	0%
$M_{d1} \leq 20$	74%	97%	100%

Tabella 4-5 - percentuali delle prove in funzione del modulo al primo ciclo M_{d1} (M_{d1} lim = 60Mpa)

	P1	A1	A2
$M_{d1} > 60$	0%	0%	0%
$M_{d1} \leq 60$	100%	100%	100%

4.2 PREPARAZIONE DEL PIANO DI POSA

La preparazione del piano di posa viene descritta nell'ipotesi (rilevato basso/trincea) che sia richiesta la stabilizzazione per 60 cm di spessore. Dove lo spessore richiesto è minore, le lavorazioni verranno modificate, assicurando sempre comunque la completa rimozione del terreno vegetale/agrario:

Terreni limosi- argillosi

- scavo di scotico del terreno vegetale per uno spessore di 20 cm;
- scavo della profondità di 30 cm del terreno in situ, avendo cura di stoccare il materiale estratto presso i margini dello scavo, per facilitare le operazioni di movimento terra previste nelle fasi successive;
- trattamento a calce, in ragione del 2.5% del peso secco del terreno, per ulteriori 30 cm di terreno in situ, da realizzare mediante Pulvimixer;
- stesa e trattamento a calce, in ragione del 2.5% del peso del secco, del terreno precedentemente stoccato, se idoneo, per uno spessore di 30 cm;
- stesa di strato granulare con funzione anticapillare di 50 cm di spessore; lo strato sarà composto, come specificato dalle N.T.A., di materiali con granulometria assortita da 2÷50mm, con passante al vaglio da 2mm non superiore al 15% e con passante al vaglio UNI 0.075mm non superiore al 3%;
- realizzazione del corpo del rilevato;
- realizzazione (*solo per i rilevati e non per le trincee*), al di sotto del piano di fondazione della pavimentazione, di uno strato di spessore minimo pari a 30 cm, realizzato con materiali appartenenti ai gruppi A1-a e A3.

Il materiale trattato a calce è un materiale “*stabile*” che conserva nel tempo, anche in presenza di elevati gradi di saturazione, le proprie caratteristiche fisico-meccaniche.

In tale ottica anche un eventuale riduzione di funzionalità e di efficienza dello strato anticapillare non può compromettere la stabilità e la staticità dell'opera in terra.

Terreni ghiaiosi- sabbiosi

- scavo di scotico del terreno vegetale per uno spessore di 20 cm;
- scavo della profondità di 30 cm del terreno in situ, avendo cura di stoccare il materiale estratto presso i margini dello scavo, per facilitare le operazioni di movimento terra previste nelle fasi successive;
- compattamento del materiale in situ di posa;
- bonifica con materiale da rilevato eventualmente trattato a calce, in ragione del 2.5% del peso del secco, per uno spessore di 30 cm;
- stesa di strato granulare con funzione anticapillare di 50 cm di spessore; lo strato sarà composto, come specificato dalle N.T.A., di materiali con granulometria assortita da 2÷50mm, con passante al vaglio da 2mm non superiore al 15% e con passante al vaglio UNI 0.075mm non superiore al 3%;
- realizzazione del corpo del rilevato;
- realizzazione *(solo per i rilevati e non per le trincee)*, al di sotto del piano di fondazione della pavimentazione, di uno strato di spessore minimo pari a 30 cm, realizzato con materiali appartenenti ai gruppi A1-a e A3;

Il materiale trattato a calce è un materiale “*stabile*” che conserva nel tempo, anche in presenza di elevati gradi di saturazione, le proprie caratteristiche fisico-meccaniche. In tale ottica anche un eventuale riduzione di funzionalità e di efficienza dello strato anticapillare non può compromettere la stabilità e la staticità dell'opera in terra.

5 COSTRUZIONE DEL CORPO DEL RILEVATO CON MISCELE TERRENO - CALCE

5.1 COSTRUZIONE DEL CORPO DEL RILEVATO

La posa in opera del terreno avverrà per strati di altezza massima pari a 30 cm. e dovrà essere eseguita con materiale conforme alle indicazioni progettuali ed in ogni caso idoneo al trattamento a calce secondo le indicazioni delle Norme Tecniche di Appalto, di seguito richiamate:

- *terre/aggregati fini plastiche limose-argillose dei gruppi A6 - A7 con valori dell'indice plastico normalmente compresi fra 10 e 50 o anche superiori*
- *terre/aggregati appartenenti al gruppo A5, quando di origine vulcanica*
- *le terre/aggregati appartenenti ai gruppi A2-6 e A2-7, quando contengano una frazione di passante al setaccio 0.4 UNI superiore al 35%.*

In ogni caso:

- *la curva granulometrica dovrà rientrare all'interno del fuso granulometrico riportato nella norma CNR B.U. 36.*
- *Il contenuto di sostanze organiche dovrà essere inferiore al 2%; tale valore potrà essere portato fino al 4% nel caso di trattamento del piano di posa, purché sia dimostrato il raggiungimento dei requisiti di resistenza e deformabilità e durabilità richiesti*
- *I solfati totali (solfati e solfuri) dovranno essere inferiori al 2%.*
- *Contenuto d'acqua W_n inferiore a $1.3 W_{nopt}$, essendo quest'ultimo il contenuto d'acqua alla densità ottimale secondo la prova AASHTO mod T/180-57.*

Nel caso di terreni appartenenti al gruppo A4, la stabilizzazione verrà eseguita a cemento, con procedure e dosaggi analoghi a quelli qui descritti.

Prima dell'inizio delle attività di costruzione dei rilevati e per ogni diverso tipo di materiale, si dovrà provvedere alla realizzazione di un campo-prova, finalizzato a:

controllo delle attrezzature che l'Impresa si prefigge di utilizzare, verifica dei metodi di lavorazione (in particolare della composizione di progetto della miscela: tipo di calce, conferma della percentuale di calce sul peso secco, umidità, ecc. ...) e delle fasi di lavorazione, definizione degli schemi di miscelatura e rullatura in relazione alle attrezzature messe a disposizione dall'Impresa, definizione delle modalità di controllo e dei limiti di accettabilità dei diversi parametri.

5.1.1 Modalità di esecuzione

Con piogge persistenti o con rischio di gelo per il terreno sarà necessario sospendere le lavorazioni di seguito illustrate.

Preparazione del suolo e determinazione dell'umidità

La preparazione del suolo comprende l'asportazione dello strato più superficiale, per eliminare la vegetazione e la terra più ricca di humus; può inoltre essere necessario scarificare la terra troppo secca e dura, al fine di dissodarla e prepararla al trattamento, e togliere gli elementi lapidei di dimensioni eccessive per la funzionalità della macchina miscelatrice. Si procederà poi alla determinazione dell'umidità naturale e, quando in eccesso rispetto al valore ottimale della miscela di progetto, la si erpicherà e la si arieggerà per favorire l'evaporazione; quando in difetto, si potrà intervenire irrigando il terreno, purché tale operazione venga accompagnata da una miscelazione preventiva prima dello stendimento della calce, per omogeneizzare lo strato da trattare.

Caratteristiche e approvvigionamento della calce

La quantità di calce disponibile in cantiere deve essere sufficiente ad assicurare almeno 2 giorni di piena operatività del cantiere. Nel caso di approvvigionamento allo stato sfuso, la calce sarà stoccata in cantiere in appositi silos. Si ritengono adeguati i due tipi di calce di seguito indicati:

Requisito	Calce Viva	Calce Idrata
CO2	<5%	-
(CaO+Mg) Totali	>84%	-
Titolo in Idrati	-	>85%
Sio2+Ai2O3+Fe2O3+SO3	<5%	<5%
Pezzzatura	<2 mm.	-
Passante al setaccio (micron)	200>90%	90>85%

Dosaggio, spandimento della calce e relativo controllo

In cantiere il dosaggio è riferito al metro quadrato di suolo da trattare; per ottenere il dosaggio in kg/mq a partire dal dosaggio in percentuale stabilito in laboratorio con riferimento al suolo secco, bisogna conoscere la densità secca in sito del suolo prima del trattamento e la profondità dello strato dopo trattamento e costipazione.

In relazione sia alla sicurezza del personale di cantiere sia alla precisione del dosaggio non si spanderà la calce in polvere in giornate di forte vento. Inoltre, si spargerà solo sulla superficie che potrà essere lavorata in giornata, ciò per evitare sia la asportazione della calce da parte degli agenti atmosferici che il fenomeno della sua parziale carbonatazione. La calce sarà sparsa sulla terra da adeguati mezzi a controllo volumetrico o gravimetrico capaci di assicurare un dosaggio costante sia in senso trasversale che longitudinale. Il controllo della quantità distribuita è effettuato con frequenza giornaliera posizionando un telo quadrato con superficie 1 mq. sul terreno prima del passaggio della macchina spandicalce e pesando poi la calce su di esso depositata a passaggio avvenuto (allo scopo risulta utile dotarsi di teli con occhielli ai quattro vertici e di una bilancia a dinamometro con gancio). Controllando l'effettiva profondità della successiva miscelazione nel suolo naturale (come indicato al successivo punto) si può verificare il dosaggio effettivamente praticato.

Miscelazione

La miscelazione deve essere eseguita con diverse passate di idoneo macchinario (es.: Pulvimixer) fino a quando il materiale sia passante al 100% al crivello 25 UNI ed il 60% al 5 UNI. È importante che la potenza della macchina sia adeguata alla profondità dello strato da trattare ed alla produzione giornaliera desiderata. Ogni 500 mq. si verificherà l'omogeneità della terra trattata ed ogni 1.000 mq. l'umidità della miscela adottando metodi speditivi. L'attrezzatura impiegata sarà in grado di garantire una miscelazione omogenea per uno spessore nominale non inferiore a 300mm e per una larghezza pari o superiore alla massima impronta delle ruote o dei cingoli. Nella costruzione di rilevati multistrato la profondità di miscelazione sarà tale da rimobilizzare lo strato precedente per 1-2cm, in modo da prevenire la formazione di discontinuità planari nel corpo del rilevato.

Compattazione finale

Lo strato di terra trattata deve essere compattato senza ritardi dopo la miscelazione. Nel caso di trattamento con calce viva, la compattazione deve essere eseguita successivamente al completamento della reazione esotermica di spegnimento e dopo la verifica che il contenuto d'acqua sia accettabile. La completa idratazione della calce viva richiede un tempo variabile in funzione della temperatura e umidità del suolo. Normalmente, con temperatura superiore a 3°C, 2-3 ore di maturazione della miscela sono sufficienti.

Nella costruzione di rilevati multistrato è importante procedere a fronte chiuso, completando in giornata le operazioni di miscelazione e compattazione e sovrapponendo la terra che sarà trattata il giorno successivo, a sua volta leggermente costipata, per minimizzare la carbonatazione e proteggere gli strati sottostanti in maturazione.

Come già richiamato, si deve predisporre un campo prova per determinare la combinazione ottimale e più economica dei mezzi costipanti, numero di passate e velocità di avanzamento degli stessi. Quando le dimensioni del lavoro sono tali da giustificare l'esecuzione di un tratto sperimentale di prova, si deve predisporre un

campo prova per determinare la combinazione ottimale e più economica dei mezzi costipanti, numero di passate e velocità di avanzamento degli stessi. Normalmente per le terre A6 ed A7 è raccomandabile un rullo a piastre seguito da rullo liscio e/o gommato; per le altre terre, la compattazione può essere svolta interamente con rullo liscio, eventualmente seguito da rullo gommato. In ogni caso, si utilizzeranno rulli con peso superiore alle 12 tonnellate.

Maturazione dopo rullatura

Qualora le condizioni climatiche siano tali che gli strati lavorati possano subire dannosi effetti di essiccamento o umidificazione, si procederà alla protezione dei medesimi con uno dei seguenti metodi:

- Manto di protezione di bitume liquido BL 350-700 (BU CNR n.7) in ragione di 1 kg/mq
- Emulsione bituminosa a lenta rottura del tipo EL 55 (BU CNR n.3) in ragione di 1,8 kg/mq

Tale protezione dovrà essere rimossa con cura al riprendere delle lavorazioni.

Giunti di lavoro e regolazione superficiale

Per avere giunti di lavoro longitudinali sempre chiusi, ogni tronco di lavoro giornaliero sarà eseguito per la sua intera larghezza. I giunti di lavoro trasversali devono essere ottenuti con tagli verticali della parte già lavorata. Non è ammesso il riporto di miscela su strati costipati per colmare eventuali carenze localizzate di spessore.

5.1.2 Controlli in opera e accettazione

Si dovrà accertare il raggiungimento del grado di compattazione attraverso prove in sito del peso di volume e del modulo di deformazione Md. Tali prove avranno la seguente frequenza, relativamente a rilevati autostradali:

- Md – ogni tratto di strato finito ogni 2000 mq.
- Peso di volume – ogni 2000 mq di materiale lavorato e comunque una prova ogni giorno

Per viabilità di servizio o secondaria si potrà adottare una frequenza inferiore.

Le prove saranno ritenute idonee se saranno rispettate le seguenti condizioni:

- Md – compatibili con quanto stabilito dalle Norme Tecniche di Appalto per la costruzione di rilevati con terre tipo A1, A3, A2-4, A2-5.
- Peso di Volume – pari al 95% del valore da prova Proctor AASHTO modificato T99.

6 ANALISI DEI CEDIMENTI PER I NUOVI RILEVATI

6.1 GENERALITÀ

L'ampliamento alla terza corsia dell'autostrada A14 Bologna-Bari-Taranto implica un considerevole incremento di carico sul terreno. Nel seguito si illustrano i criteri di calcolo ed i risultati ottenuti nella valutazione dei cedimenti indotti per la realizzazione del rilevato in progetto.

Sono state analizzate le sezioni caratterizzate da maggior altezza del rilevato e/o maggior spessore di coltre limo-argillosa, maggiormente compressibile.

6.2 METODO DI CALCOLO PER LA STIMA DEI CEDIMENTI

I cedimenti sono stati calcolati facendo riferimento alla teoria dell'elasticità a partire dai parametri di compressibilità ricavati dalle prove edometriche per terreni coesivi, e dalle prove penetrometriche statiche per terreni incoerenti; la stima effettuata corrisponde alla valutazione di un cedimento di tipo monodimensionale.

In terreni coesivi, con riferimento allo schema riportato in figura 6-1, il cedimento, ΔH , è dato da:

$$s = \sum_i \Delta H_i = \sum_i H_0 \left[RR \cdot \log \frac{\sigma_p'}{\sigma_{v0}'} + CR \cdot \log \frac{\sigma_{v0}' + \Delta \sigma_v}{\sigma_p'} \right]$$

in cui:

ΔH_i =cedimento dello strato i-esimo in cui si è suddiviso il terreno di fondazione

H_0 =spessore iniziale dello strato i-esimo

RR =rapporto di ricompressione per il terreno costituente lo strato considerato

CR =rapporto di compressione per il terreno costituente lo strato considerato

σ'_p =pressione di preconsolidazione

$\Delta\sigma_v$ =incremento di carico applicato

σ'_{v0} =tensione verticale efficace in sito

Il cedimento per gli strati costituiti da terreni granulari è invece calcolato mediante la seguente formula:

$$w = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta H_i \cdot \Delta \sigma_{zi}}{E_i}$$

dove:

n = numero degli strati di terreno

ΔH_i = altezza dello strato i-esimo

$\Delta \sigma_{zi}$ = incremento medio della pressione verticale indotto dall'area di carico nello strato i-esimo

E_i = modulo elastico dello strato i-esimo.

Le tensioni verticali indotte alle diverse profondità sono state valutate, per la pressione netta agente sul piano di imposta, sulla base della teoria della elasticità riferita al semispazio elastico isotropo omogeneo di Boussinesq, mediante la soluzione di Florin (1959).

La determinazione della tensione di snervamento viene effettuata con riferimento ai valori di OCR (OCR* nei terreni strutturati) indicati nella relazione di caratterizzazione geotecnica.

La sommatoria dei cedimenti è stata estesa fino a profondità tale per cui l'incremento medio dalla tensione indotta dal carico $\Delta\sigma_v/3$ sia inferiore al 15 % della pressione media efficace preesistente alla stessa profondità ($(\sigma'_v \times (1+2K_0))/3$).

Nel caso di materiale coesivo, il cedimento calcolato nel modo indicato corrisponde alla somma del *cedimento immediato*, che si sviluppa nel terreno entro i tempi necessari per la realizzazione del rilevato, e del *cedimento di consolidazione*, che invece si sviluppa con il progressivo trasferimento del carico dalla componente fluida allo scheletro solido con una velocità nel tempo dipendente principalmente dalle condizioni di drenaggio (figura 6-2). Ultimato il processo di consolidazione primaria, anche quando le sovrappressioni nell'acqua risultano nulle, continuano a svilupparsi nel tempo assestamenti dovuti a fenomeni di natura plastico-viscosa che avvengono in condizioni drenate; il cedimento conseguente è noto come *cedimento secondario*.

Il cedimento immediato in argille viene stimato con la seguente espressione:

$$w = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta H_i \cdot \Delta \sigma_{zi}}{E_{u,i}}$$

dove:

n = numero degli strati di terreno

ΔH_i = altezza dello strato i-esimo compressibile

$\Delta \sigma_{zi}$ = incremento medio della pressione verticale indotto dall'area di carico nello strato i-esimo

$E_{u,i}$ = modulo elastico non drenato dello strato i-esimo.

Sulla base di deduzioni derivanti da osservazioni del comportamento di strutture reali (rif. 2.4.1 - Lancellotta), s'ipotizza che il cedimento immediato sia pari a circa il 25%-30% del cedimento totale del rilevato. Il modulo elastico non drenato, E_u , è stato pertanto valutato come: $E_u = k \times c_u = 200 \times c_u$

Per quanto concerne invece la valutazione dell'andamento nel tempo dei cedimenti di consolidazione primaria si fa riferimento alle teorie di consolidazione monodimensionali ed alla soluzione matematica del processo data da Terzaghi [1923] ed alle relazioni approssimate di Sivaram e Swamee [1977] .

In pratica si è operato come segue:

- determinazione del fattore di tempo adimensionale T_v al variare del tempo t:

$$T_v = \frac{c_v t}{H^2}$$

con:

c_v = coefficiente di consolidazione primaria;

H = massimo percorso di denaggo

- determinazione del grado di consolidazione medio, U_m :

$$U_m = \frac{(4 \cdot T_v / \pi)^{0.5}}{\left[1 + \left(\frac{4 \cdot T_v}{\pi} \right)^{0.28} \right]^{0.357}}$$

- calcolo del cedimento di consolidazione al tempo t:

$$s(t) = s_c \cdot U_m = (s_{tot} - s_{immediato}) \cdot U_m$$

Il cedimento secondario viene convenzionalmente calcolato facendo riferimento alla seguente equazione:

$$s_s = \sum_1^n \log \left(\frac{t}{t_{100,i}} \right) \cdot c_{\alpha i} \cdot h_i$$

in cui:

s_s = cedimento secondario

t = tempo generico a partire dall'applicazione del carico

$t_{100,i}$ = tempo necessario all'esaurimento della consolidazione primaria nello strato argilloso i -esimo, separato da altri strati argillosi da lenti sabbiose continue

h_i = altezza dello strato argilloso i -esimo separato da altri strati argillosi da lenti sabbiose continue

n = numero di strati argillosi separati tra loro da lenti sabbiose continue

$c_{\alpha i}$ = coefficiente di consolidazione secondaria nello strato i -esimo misurato da prove edometriche di laboratorio.

Nell'impiego della relazione di cui sopra sono implicite le seguenti ipotesi:

- monodimensionalità del problema;
- il cedimento secondario inizia dopo l'esaurimento del cedimento di consolidazione primaria;
- il valore di c_{α} è costante durante l'evolversi del cedimento secondario;
- il valore di c_{α} è indipendente dal valore dello spessore dello strato i -esimo h_i , anche se tale spessore influenza l'entità del t_{100} ;

- il valore di c_α è indipendente dal rapporto $\Delta\sigma_z/\sigma_{vo}'$.

Per la stima c_α è stata utilizzata la correlazione proposta da Mesri e Godlewski (1977) basata su un rilevante numero di dati sperimentali:

$$c_\alpha / C_c = c_{\alpha\varepsilon} / CR \approx 0,05$$

(dove $c_\alpha = - \Delta\varepsilon/\Delta\log t$), nella quale sono stati però introdotti i parametri relativi al tratto di ricompressione (C_r e RR).

Considerando il valore di $RR \cong 0.05$ si ottiene: $c_{\alpha\varepsilon} \cong 0.0025$.

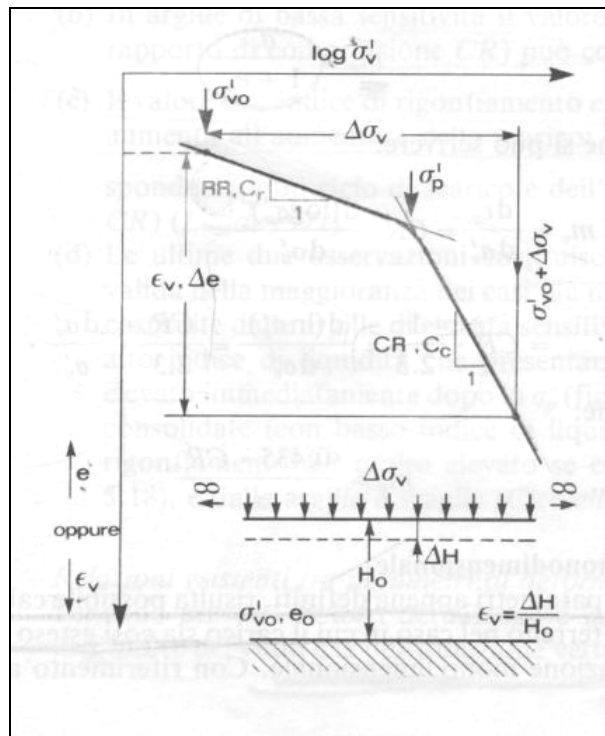
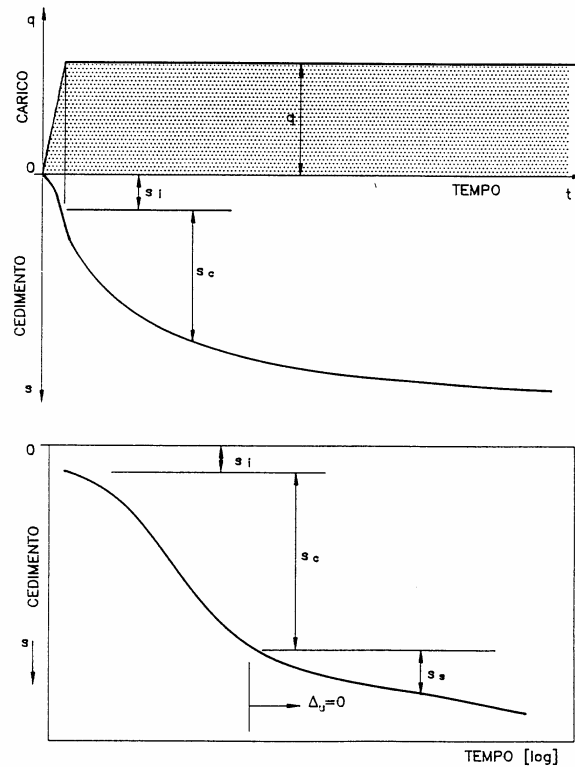


Figura 6-1- Schema di riferimento per il calcolo dei cedimenti



s_i : cedimento immediato

s_c : cedimento di consolidazione primaria

s_s : cedimento secondario

Figura 6-2- Tipi di cedimento in seguito all'applicazione di un carico su un terreno coesivo

Cautelativamente, nelle analisi di seguito riportate, è stato trascurato l'effetto del confinamento dovuto alle eventuali opere di presidio

6.3 SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 196+040 (OPERA 35)

La sezione in esame è riportata nella seguente figura nella quale sono mostrati anche i punti ove sono stati valutati i cedimenti.

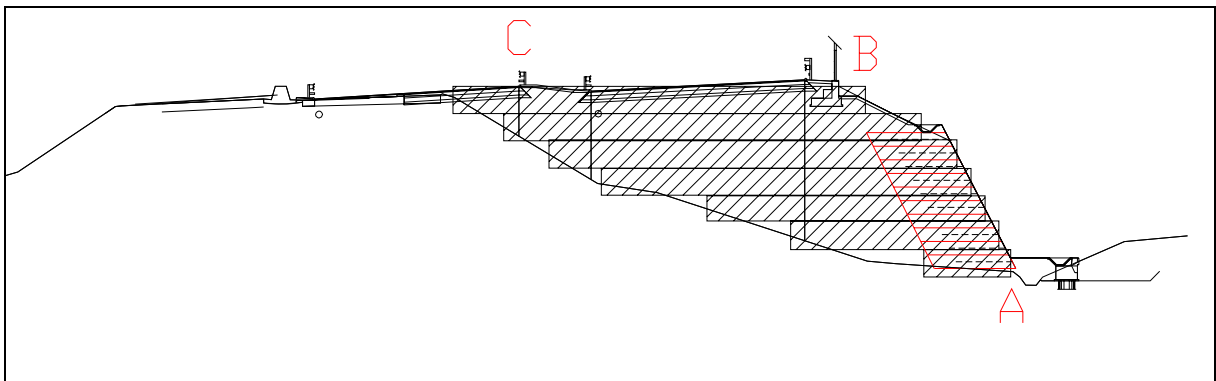


Figura 6-3- Schema della sezione in esame

I parametri adottati sono riportati nella tabella seguente

Tipo	z (m)	γ_n (kN/m ³)	c_u (kPa)	E_u (MPa)	CR (%)	RR (%)	c_v (cm ² /s)	σ_p (KPa)
P1a	< 8	20	40÷150	8÷30	0.18	0.05	1.0×10^{-3}	400
P1b	> 8	20	300	60	0.15	0.05	1.0×10^{-3}	500

Tabella 6-1 - Stratigrafia di riferimento

Si è assunto un livello di falda a -2 m da piano campagna locale.

Il calcolo è stato condotto suddividendo la sezione trasversale, relativa all'ampliamento del rilevato, in aree di carico rettangolari aventi lunghezza L pari all'estensione dell'intervento in oggetto (L= 71 m) e larghezza B variabile (figura 6-3); su ciascuna area è applicata una pressione uniforme data dal prodotto del peso specifico del materiale costituente il rilevato per l'altezza di ciascun rettangolo.

Nella seguente tabella si riassumono i risultati ottenuti:

	W_{imm} (cm)	W_{cons} (cm)	W_{tot} (cm)
Al piede (A)	5.9	25.2	31.1
Al ciglio (B)	17.8	44.8	62.6
Al centro (C)	8.5	31.2	39.7

Tabella 6-2 - Prospetto riassuntivo dei cedimenti attesi

In figura 6-4 si riporta l'andamento dei cedimenti al ciglio nel tempo. Si osservi che, nell'ipotesi che il cedimento immediato sia il 30% di quello complessivo, in fase di esecuzione del rilevato si stima un cedimento pari a circa 18 cm che può essere risolto con particolari attenzioni costruttive prima della posa del manto stradale.

Dall'analisi della curva, si nota inoltre che nei primi 10 anni di funzionamento dell'opera si sviluppa un cedimento pari a 7,0 cm circa, ritenuto accettabile in quanto gli effetti possono essere contenuti mediante una costante ed efficiente opera di manutenzione ordinaria.

Si stima infine che il cedimento totale del rilevato si esaurisca in un periodo superiore a 100 anni, con uno sviluppo nel tempo accettabile.

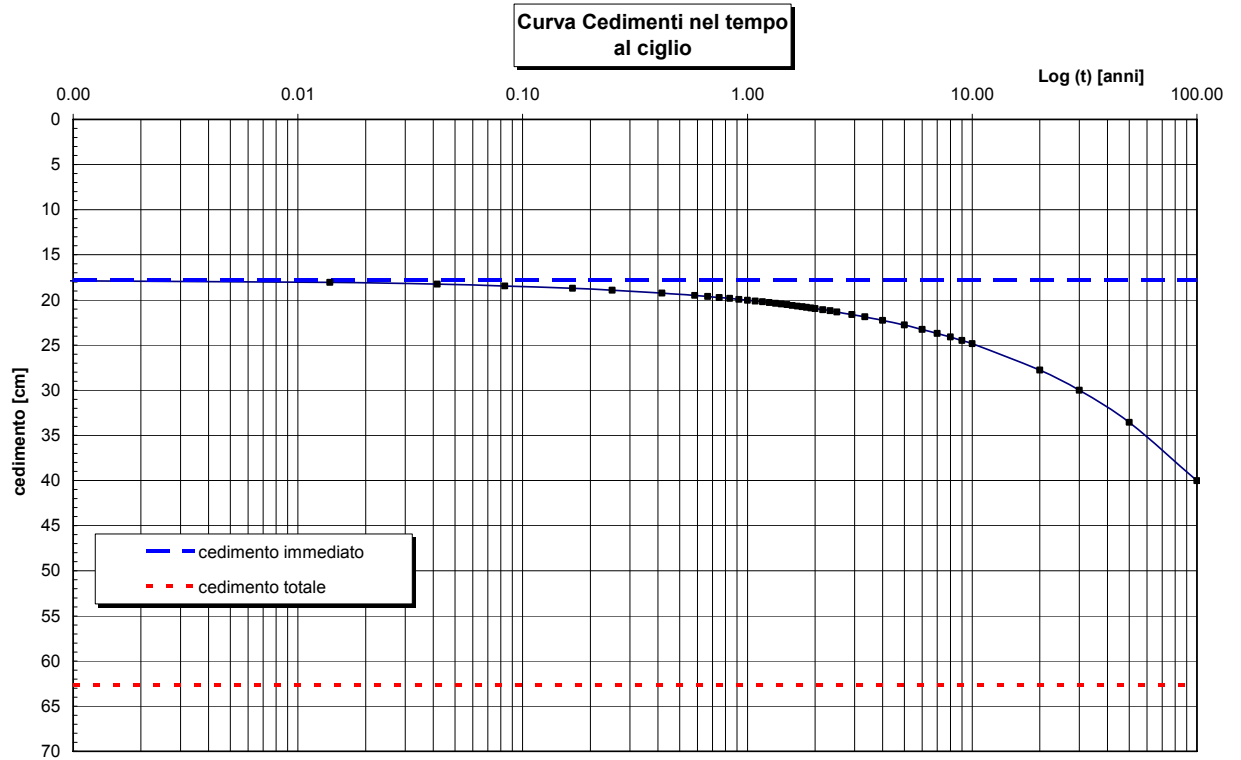


Figura 6-4 - Andamento dei cedimenti nel tempo

6.4 SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 197+093 (OPERA 36)

La sezione in esame è riportata nella seguente figura nella quale sono mostrati anche i punti ove sono stati valutati i cedimenti.

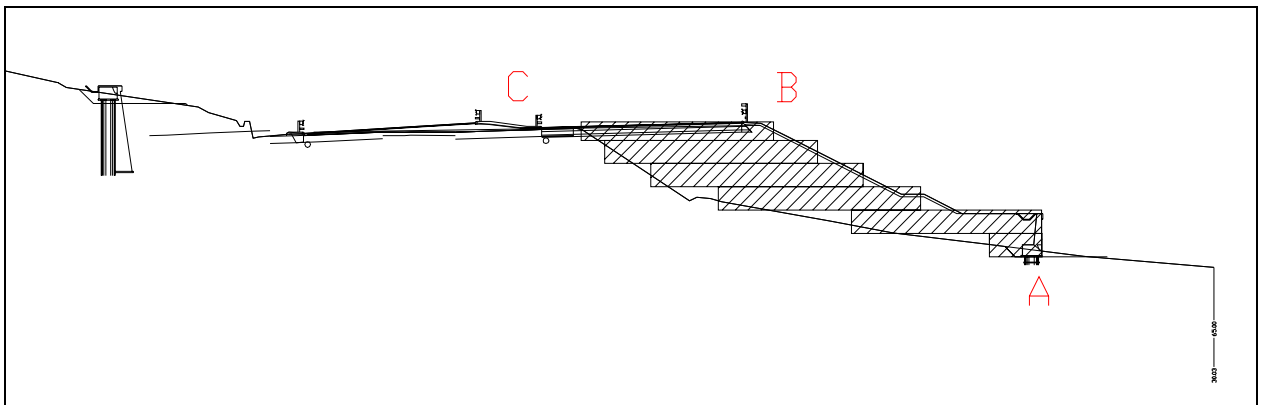


Figura 6-5- Schema della sezione in esame

I parametri adottati sono riportati nella tabella seguente

Tipo	z (m)	γ_n (kN/m ³)	c_u (kPa)	E_u (MPa)	CR (%)	RR (%)	c_v (cm ² /s)	σ_p (KPa)
P1a	< 10	20	40÷150	8÷30	0.18	0.05	1.0×10^{-3}	400
P1b	> 10	20	300	60	0.15	0.05	1.0×10^{-3}	500

Tabella 6-3 - Stratigrafia di riferimento

Si è assunto un livello di falda a -2 m da piano campagna locale.

Il calcolo è stato condotto suddividendo la sezione trasversale, relativa all'ampliamento del rilevato, in aree di carico rettangolari aventi lunghezza L pari all'estensione dell'intervento in oggetto (L= 184 m) e larghezza B variabile (figura 6-5); su ciascuna area è applicata una pressione uniforme data dal prodotto del peso specifico del materiale costituente il rilevato per l'altezza di ciascun rettangolo.

Nella seguente tabella si riassumono i risultati ottenuti:

	W_{imm} (cm)	W_{cons} (cm)	W_{tot} (cm)
Al piede (A)	4.9	19.1	24.0
Al ciglio (B)	11.6	32.7	44.3
Al centro (C)	2.5	11.5	14.0

Tabella 6-4 - Prospetto riassuntivo dei cedimenti attesi

In figura 6-6 si riporta l'andamento dei cedimenti al ciglio nel tempo. Si osservi che, nell'ipotesi che il cedimento immediato sia il 30% di quello complessivo, in fase di esecuzione del rilevato si stima un cedimento pari a circa 12 cm che può essere risolto con particolari attenzioni costruttive prima della posa del manto stradale.

Dall'analisi della curva, si nota inoltre che nei primi 10 anni di funzionamento dell'opera si sviluppa un cedimento pari a 5,5 cm circa, ritenuto accettabile in quanto gli effetti possono essere contenuti mediante una costante ed efficiente opera di manutenzione ordinaria.

Si stima infine che il cedimento totale del rilevato si esaurisca in un periodo superiore a 100 anni, con uno sviluppo nel tempo accettabile.

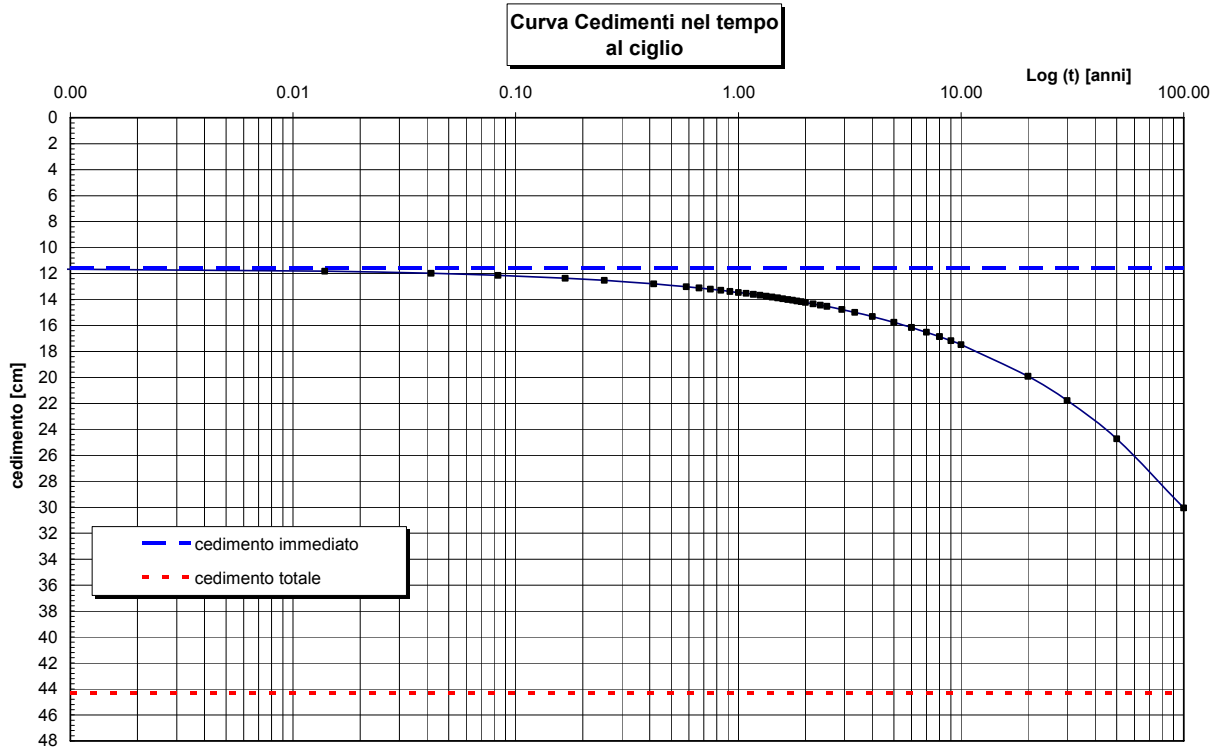


Figura 6-6 - Andamento dei cedimenti nel tempo

6.5 SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 198+160 (OPERA 3)

La sezione in esame è riportata nella seguente figura nella quale sono mostrati anche i punti ove sono stati valutati i cedimenti.

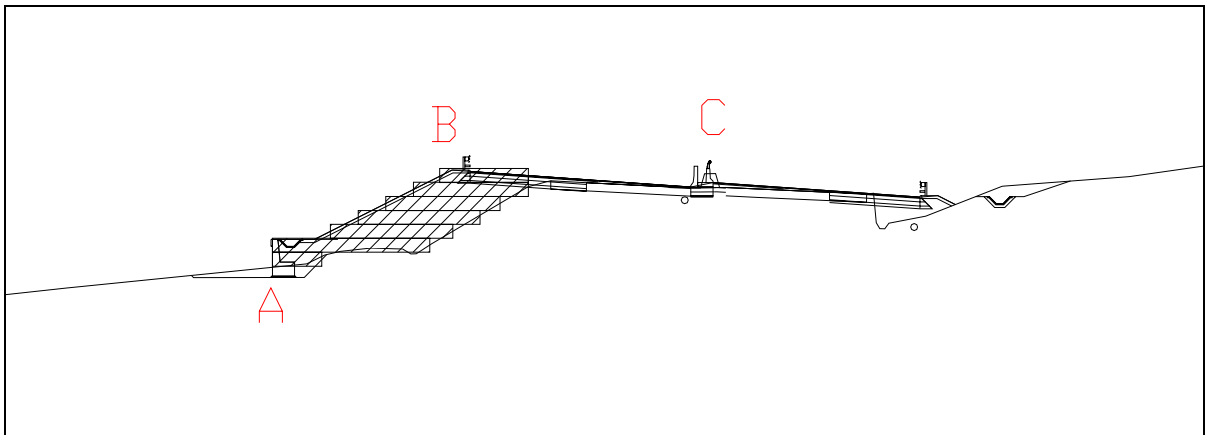


Figura 6-7- Schema della sezione in esame

I parametri adottati sono riportati nella tabella seguente

Tipo	z (m)	γ_n (kN/m ³)	c_u (kPa)	E_u (MPa)	CR (%)	RR (%)	c_v (cm ² /s)	σ_p (KPa)
P1a	< 12	20	40÷150	8÷30	0.18	0.05	1.0×10^{-3}	400
P1b	> 12	20	210	42	0.15	0.05	1.0×10^{-3}	500

Tabella 6-5 - Stratigrafia di riferimento

Si è assunto un livello di falda a -2 m da piano campagna locale.

Il calcolo è stato condotto suddividendo la sezione trasversale, relativa all'ampliamento del rilevato, in aree di carico rettangolari aventi lunghezza L pari all'estensione dell'intervento in oggetto (L= 170 m) e larghezza B variabile (figura 6-7); su ciascuna area è applicata una pressione uniforme data dal prodotto del peso specifico del materiale costituente il rilevato per l'altezza di ciascun rettangolo.

Nella seguente tabella si riassumono i risultati ottenuti:

	W_{imm} (cm)	W_{cons} (cm)	W_{tot} (cm)
Al piede (A)	1.9	8.9	10.8
Al ciglio (B)	6.1	18.6	24.7
Al centro (C)	0.3	1.18	1.5

Tabella 6-6 - Prospetto riassuntivo dei cedimenti attesi

In figura 6-8 si riporta l'andamento dei cedimenti al ciglio nel tempo. Si osservi che, nell'ipotesi che il cedimento immediato sia il 30% di quello complessivo, in fase di esecuzione del rilevato si stima un cedimento pari a circa 6 cm che può essere risolto con particolari attenzioni costruttive prima della posa del manto stradale.

Dall'analisi della curva, si nota inoltre che nei primi 10 anni di funzionamento dell'opera si sviluppa un cedimento pari a 6,6 cm circa, ritenuto accettabile in quanto gli effetti possono essere contenuti mediante una costante ed efficiente opera di manutenzione ordinaria.

Si stima infine che il cedimento totale del rilevato si esaurisca in un periodo pari a circa 100 anni, con uno sviluppo nel tempo accettabile.

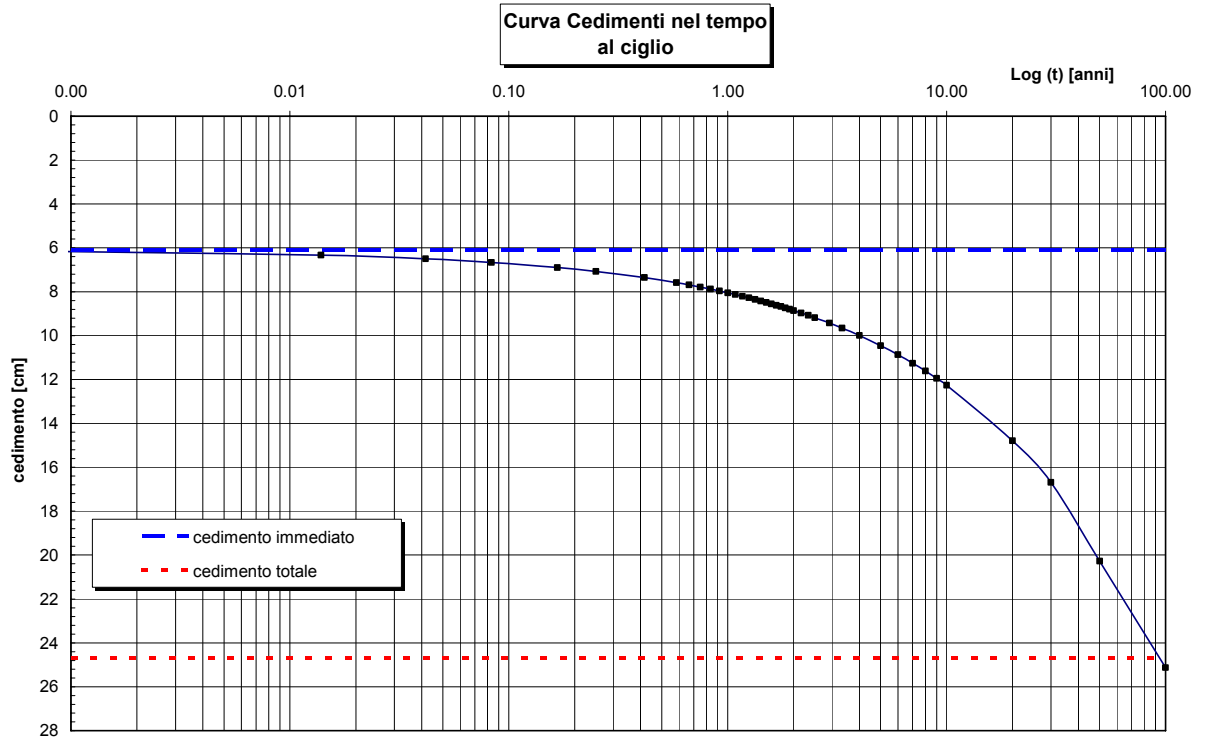


Figura 6-8 - Andamento dei cedimenti nel tempo

6.6 SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 200+200 (OPERA 8)

La sezione in esame è riportata nella seguente figura nella quale sono mostrati anche i punti ove sono stati valutati i cedimenti.

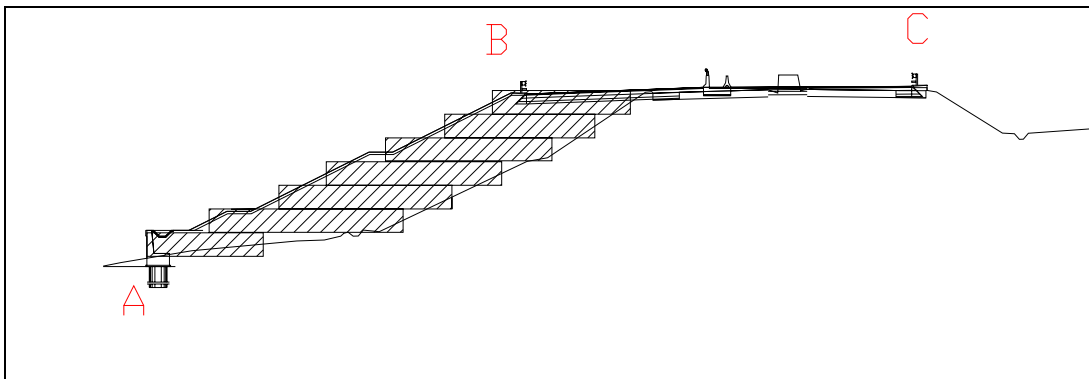


Figura 6-9- Schema della sezione in esame

I parametri adottati sono riportati nella tabella seguente

Tipo	z (m)	γ_n (kN/m ³)	c_u (kPa)	E_u (MPa)	CR (%)	RR (%)	c_v (cm ² /s)	σ_p (KPa)
P1a	< 12	20	40÷150	8÷30	0.18	0.05	1.0×10^{-3}	400
P1b	> 12	20	210	42	0.15	0.05	1.0×10^{-3}	500

Tabella 6-7 - Stratigrafia di riferimento

Si è assunto un livello di falda a -2 m da piano campagna locale.

Il calcolo è stato condotto suddividendo la sezione trasversale, relativa all'ampliamento del rilevato, in aree di carico rettangolari aventi lunghezza L pari all'estensione dell'intervento in oggetto (L= 230 m) e larghezza B variabile (figura 6-9); su ciascuna area è applicata una pressione uniforme data dal prodotto del peso specifico del materiale costituente il rilevato per l'altezza di ciascun rettangolo.

Nella seguente tabella si riassumono i risultati ottenuti:

	W_{imm} (cm)	W_{cons} (cm)	W_{tot} (cm)
Al piede (A)	3.0	13.2	16.2
Al ciglio (B)	11.8	31.2	43.0
Al centro (C)	2.0	7.8	9.8

Tabella 6-8 - Prospetto riassuntivo dei cedimenti attesi

In figura 6-10 si riporta l'andamento dei cedimenti al ciglio nel tempo. Si osservi che, nell'ipotesi che il cedimento immediato sia il 30% di quello complessivo, in fase di esecuzione del rilevato si stima un cedimento pari a circa 12 cm che può essere risolto con particolari attenzioni costruttive prima della posa del manto stradale.

Dall'analisi della curva, si nota inoltre che nei primi 10 anni di funzionamento dell'opera si sviluppa un cedimento pari a 5,5 cm circa, ritenuto accettabile in quanto gli effetti possono essere contenuti mediante una costante ed efficiente opera di manutenzione ordinaria.

Si stima infine che il cedimento totale del rilevato si esaurisca in un periodo superiore a 100 anni, con uno sviluppo nel tempo accettabile.

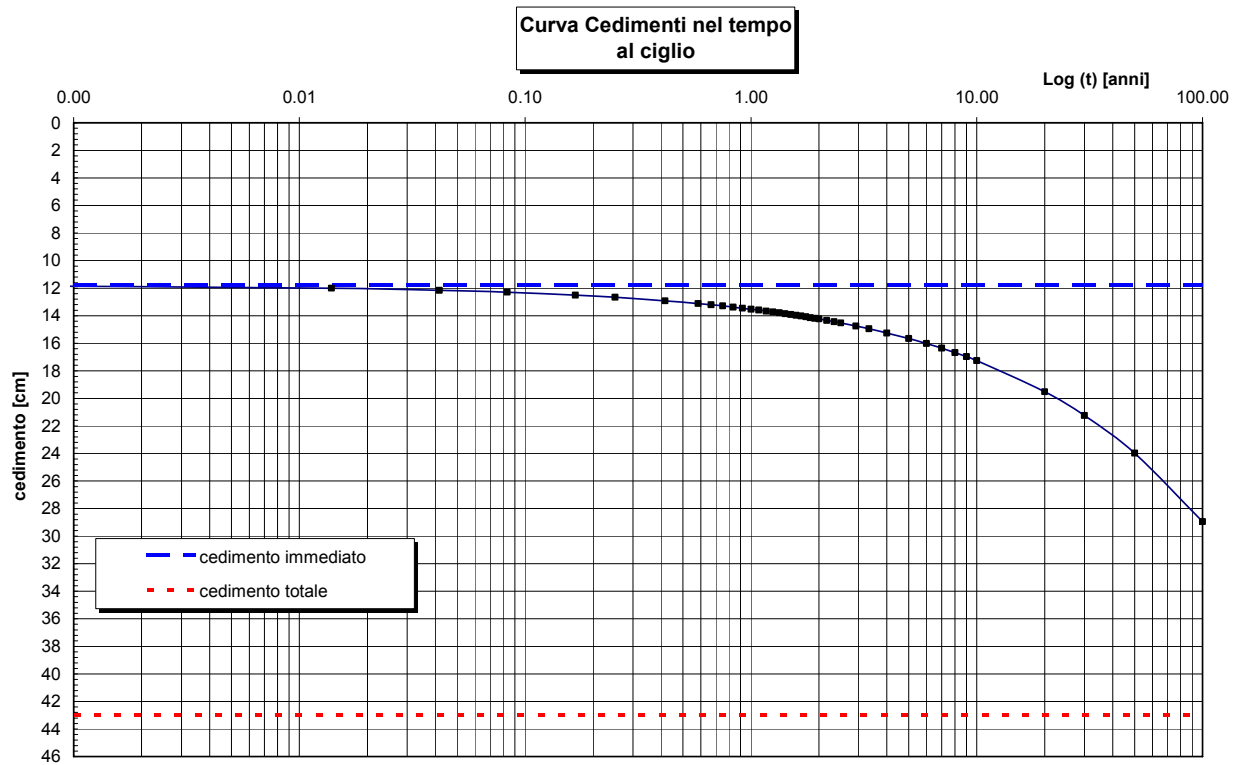


Figura 6-10 - Andamento dei cedimenti nel tempo

6.7 SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 200+552 (OPERA 29)

La sezione in esame è riportata nella seguente figura nella quale sono mostrati anche i punti ove sono stati valutati i cedimenti.

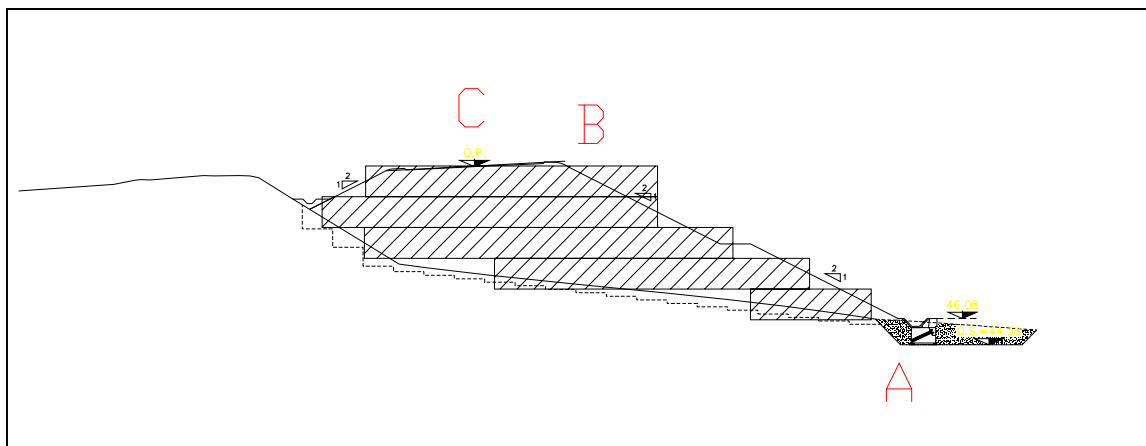


Figura 6-11 Schema della sezione in esame

I parametri adottati sono riportati nella tabella seguente

Tipo	z (m)	γ_n (kN/m ³)	c_u (kPa)	E_u (MPa)	CR (%)	RR (%)	c_v (cm ² /s)	σ_p (KPa)
P1a	< 8	20	40÷150	8÷30	0.18	0.05	1.0x10 ⁻³	400
P1b	> 8	20	300	60	0.15	0.05	1.0x10 ⁻³	500

Tabella 6-9 - Stratigrafia di riferimento

Si è assunto un livello di falda a -2 m da piano campagna locale.

Il calcolo è stato condotto suddividendo la sezione trasversale, relativa all'ampliamento del rilevato, in aree di carico rettangolari aventi lunghezza L pari all'estensione dell'intervento in oggetto (L= 116 m) e larghezza B variabile (figura 6-11); su ciascuna area è applicata una pressione uniforme data dal prodotto del peso specifico del materiale costituente il rilevato per l'altezza di ciascun rettangolo.

Nella seguente tabella si riassumono i risultati ottenuti:

	W_{imm} (cm)	W_{cons} (cm)	W_{tot} (cm)
Al piede (A)	2.9	14.8	17.6
Al ciglio (B)	12.1	36.3	48.4
Al centro (C)	10.8	34.9	45.7

Tabella 6-10 - Prospetto riassuntivo dei cedimenti attesi

In figura 6-12 si riporta l'andamento dei cedimenti al ciglio nel tempo. Si osservi che, nell'ipotesi che il cedimento immediato sia il 30% di quello complessivo, in fase di esecuzione del rilevato si stima un cedimento pari a circa 12 cm che può essere risolto con particolari attenzioni costruttive prima della posa del manto stradale.

Dall'analisi della curva, si nota inoltre che nei primi 10 anni di funzionamento dell'opera si sviluppa un cedimento pari a 6,5 cm circa, ritenuto accettabile in quanto gli effetti possono essere contenuti mediante una costante ed efficiente opera di manutenzione ordinaria.

Si stima infine che il cedimento totale del rilevato si esaurisca in un periodo superiore a 100 anni, con uno sviluppo nel tempo accettabile.

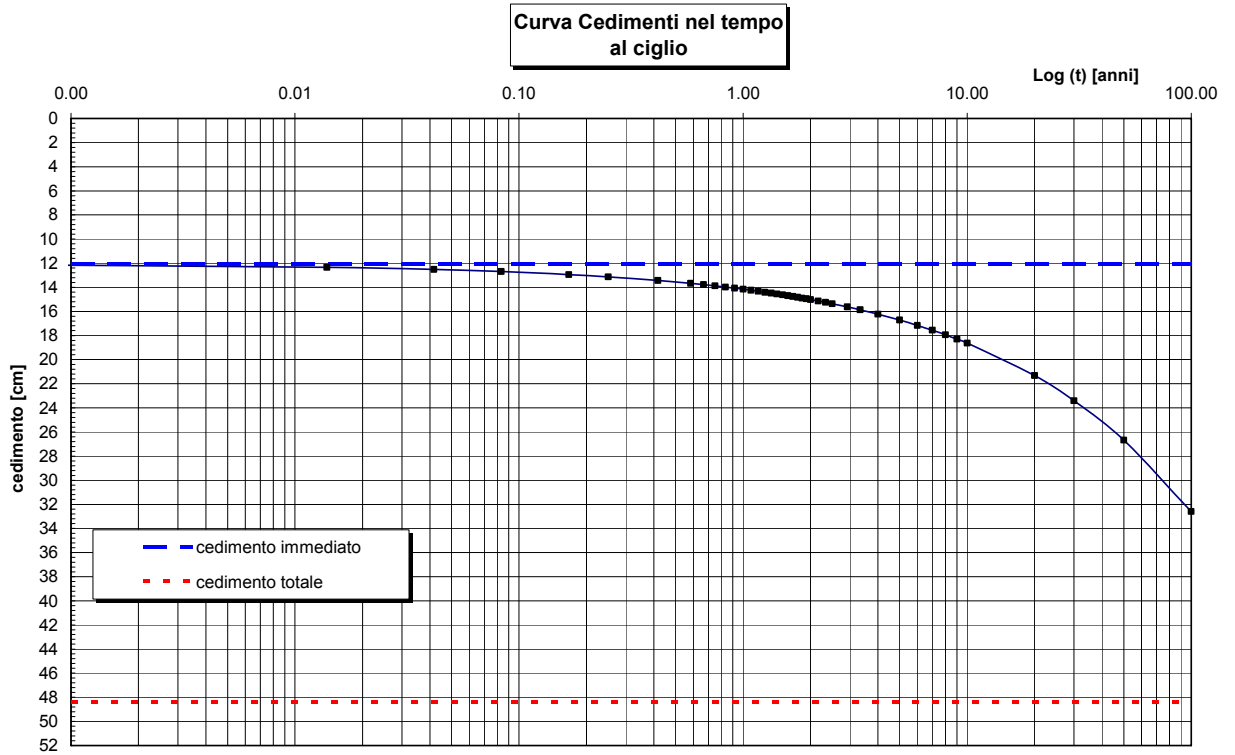


Figura 6-12 - Andamento dei cedimenti nel tempo

6.8 SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 206+820

La sezione in esame è riportata nella seguente figura nella quale sono mostrati anche i punti ove sono stati valutati i cedimenti.

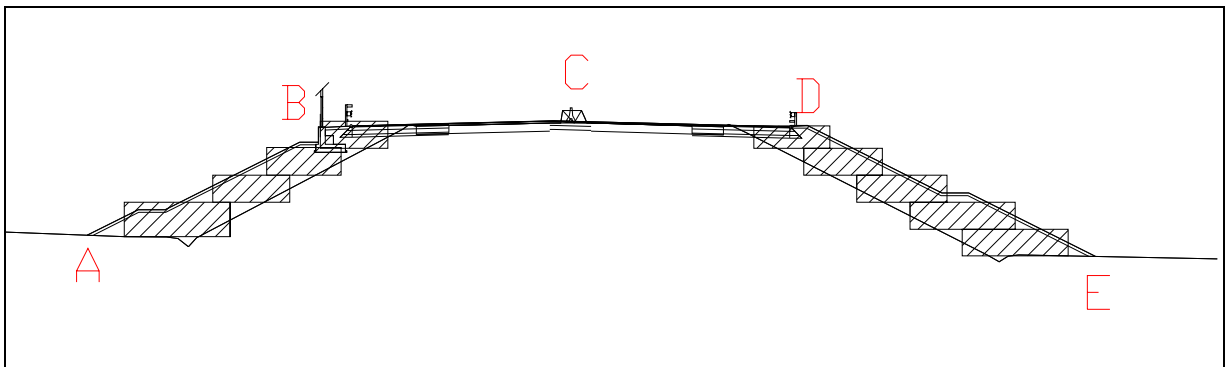


Figura 6-13 Schema della sezione in esame

I parametri adottati sono riportati nella tabella seguente

Tipo	z (m)	γ_n (kN/m ³)	c_u (kPa)	E_u (MPa)	CR (%)	RR (%)	c_v (cm ² /s)	σ_p (KPa)
P1a	< 6	20	40÷150	8÷30	0.18	0.05	1.0×10^{-3}	400
P1b	> 6	20	300	60	0.15	0.05	1.0×10^{-3}	500

Tabella 6-11 - Stratigrafia di riferimento

Si è assunto un livello di falda a -3 m da piano campagna locale.

Il calcolo è stato condotto suddividendo la sezione trasversale, relativa all'ampliamento del rilevato, in aree di carico rettangolari aventi lunghezza L infinita (nastri-formi) e larghezza B variabile (figura 6-13); su ciascuna area è applicata una pressione uniforme data dal prodotto del peso specifico del materiale costituente il rilevato per l'altezza di ciascun rettangolo.

Nella seguente tabella si riassumono i risultati ottenuti:

	W_{imm} (cm)	W_{cons} (cm)	W_{tot} (cm)
Al piede (A)	0.9	4.9	5.8
Al ciglio (B)	3.3	17.4	20.7
Al centro (C)	1.7	10.8	12.5
Al ciglio (D)	3.5	18.3	21.8
Al piede (E)	1.7	11.2	12.9

Tabella 6-12 - Prospetto riassuntivo dei cedimenti attesi

In figura 6-14 si riporta l'andamento dei cedimenti al ciglio nel tempo. Si osservi che, nell'ipotesi che il cedimento immediato sia il 30% di quello complessivo, in fase di esecuzione del rilevato si stima un cedimento pari a circa 4 cm che può essere risolto con particolari attenzioni costruttive prima della posa del manto stradale.

Dall'analisi della curva, si nota inoltre che nei primi 10 anni di funzionamento dell'opera si sviluppa un cedimento pari a 4,0 cm circa, ritenuto accettabile in quanto gli effetti possono essere contenuti mediante una costante ed efficiente opera di manutenzione ordinaria.

Si stima infine che il cedimento totale del rilevato si esaurisca in un periodo superiore a 100 anni, con uno sviluppo nel tempo accettabile.

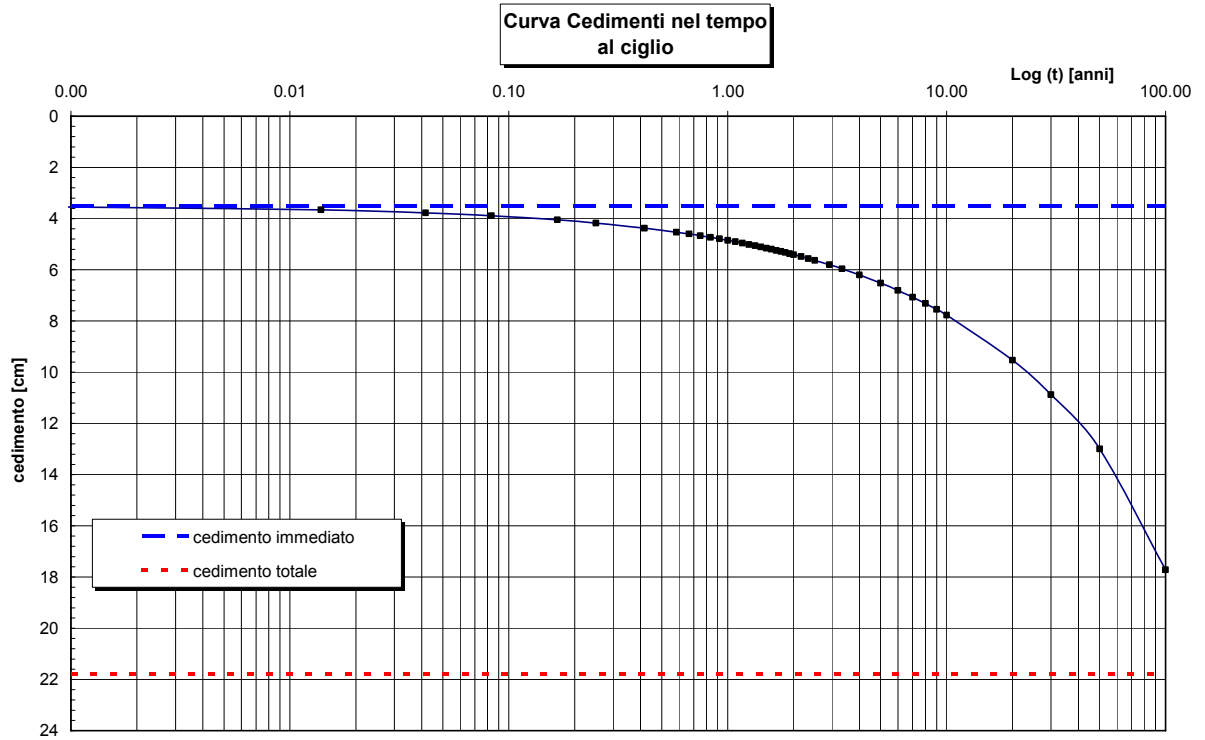


Figura 6-14 - Andamento dei cedimenti nel tempo

6.9 SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 206+860

La sezione in esame è riportata nella seguente figura nella quale sono mostrati anche i punti ove sono stati valutati i cedimenti.

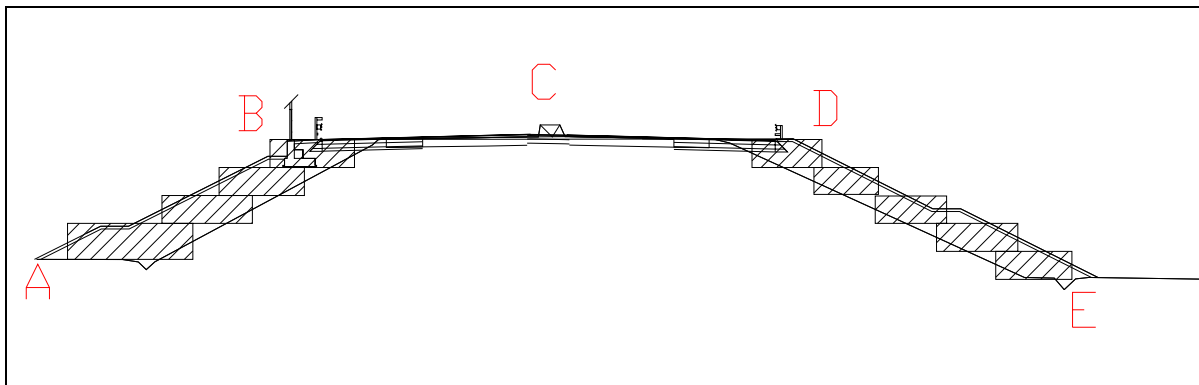


Figura 6-15 Schema della sezione in esame

I parametri adottati sono riportati nella tabella seguente

Tipo	z (m)	γ_n (kN/m ³)	c_u (kPa)	E_u/E (MPa)	CR (%)	RR (%)	c_v (cm ² /s)	OCR* (-)	σ_p (KPa)
A1	< 20	19	50÷80	10÷16	0.14	0.05	3.0×10^{-3}	$8.8 \times z^{-0.89}$	$OCR^* \sigma'_{v0}$
A2	> 20	19	-	50÷60	-	-	-	-	-

Tabella 6-13 - Stratigrafia di riferimento

Si è assunto un livello di falda a -3 m da piano campagna locale.

Il calcolo è stato condotto suddividendo la sezione trasversale, relativa all'ampliamento del rilevato, in aree di carico rettangolari aventi lunghezza L infinita (nastriformi) e larghezza B variabile (figura 6-15); su ciascuna area è applicata una pressione uniforme data dal prodotto del peso specifico del materiale costituente il rilevato per l'altezza di ciascun rettangolo.

Nella seguente tabella si riassumono i risultati ottenuti:

	W_{imm} (cm)	W_{cons} (cm)	W_{tot} (cm)
Al piede (A)	2.7	7.8	10.5
Al ciglio (B)	8.5	28.3	36.8
Al centro (C)	3.9	15.8	19.7
Al ciglio (D)	6.4	22.6	29.0
Al piede (E)	2.4	6.7	9.1

Tabella 6-14 - Prospetto riassuntivo dei cedimenti attesi

In figura 6-16 si riporta l'andamento dei cedimenti al ciglio nel tempo. Si osservi che, nell'ipotesi che il cedimento immediato sia il 30% di quello complessivo, in fase di esecuzione del rilevato si stima un cedimento pari a circa 8.5 cm che può essere risolto con particolari attenzioni costruttive prima della posa del manto stradale.

Dall'analisi della curva, si nota inoltre che nei primi 10 anni di funzionamento dell'opera si sviluppa un cedimento pari a 25,5 cm circa, ritenuto accettabile in quanto gli effetti possono essere contenuti mediante una costante ed efficiente opera di manutenzione ordinaria.

Si stima infine che il cedimento totale del rilevato si esaurisca in circa 20 anni, con uno sviluppo nel tempo accettabile. Nei successivi 80 anni circa si sviluppa infine il cedimento secondario (4cm circa)

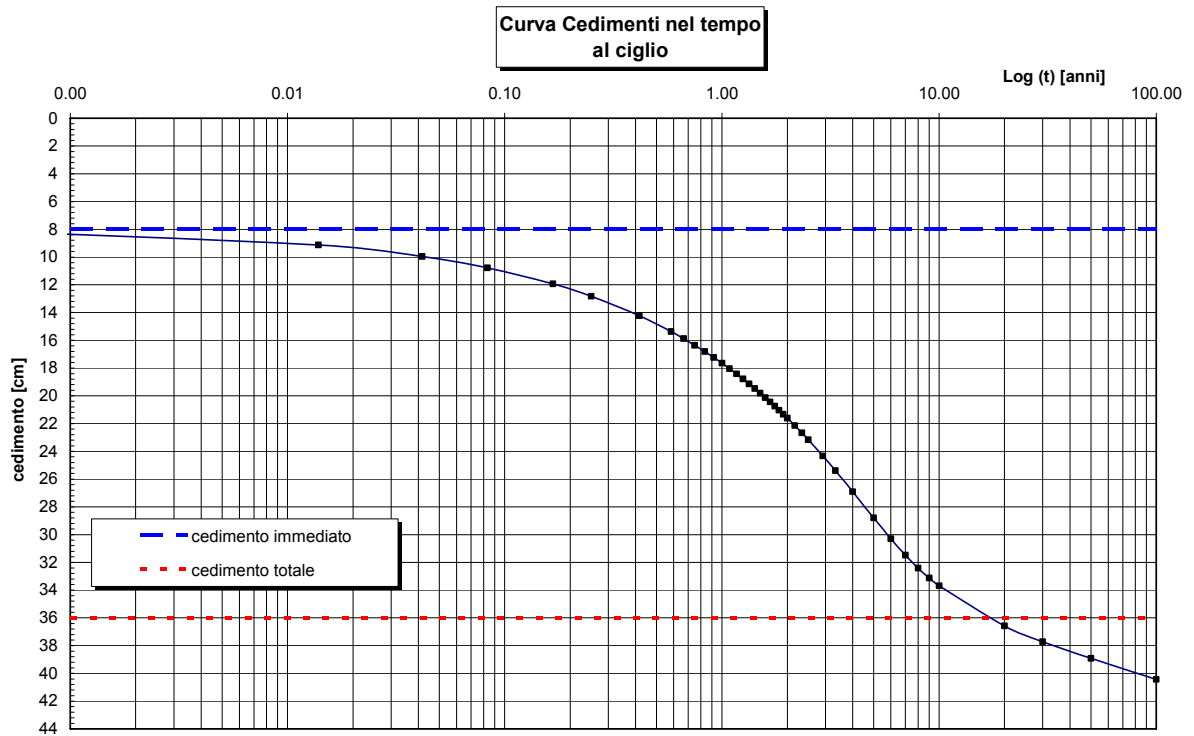


Figura 6-16 - Andamento dei cedimenti nel tempo

6.10 SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 212+020

La sezione in esame è riportata nella seguente figura nella quale sono mostrati anche i punti ove sono stati valutati i cedimenti.

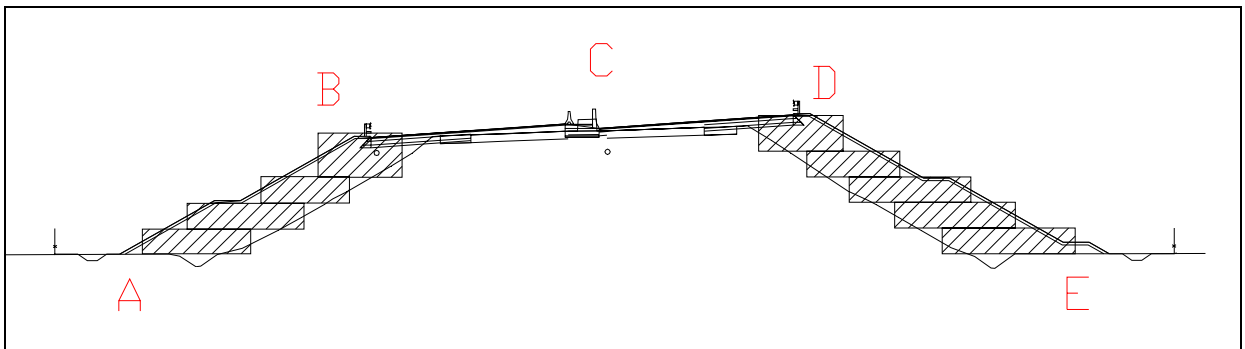


Figura 6-17 Schema della sezione in esame

I parametri adottati sono riportati nella tabella seguente

Tipo	z (m)	γ_n (kN/m ³)	c_u (kPa)	E_u/E (MPa)	CR (%)	RR (%)	c_v (cm ² /s)	OCR* (-)	σ_p (KPa)
A1	< 6	19	50÷80	10÷16	0.14	0.05	3.0×10^{-3}	$8.8 \times z^{-0.89}$	$OCR^* \sigma'_{v0}$
A2	$6 < z < 22$	19	-	50÷60	-	-	-	-	-
A1	$22 < z < 25$	19	50÷80	10÷16	0.14	0.05	3.0×10^{-3}	$8.8 \times z^{-0.89}$	$OCR^* \sigma'_{v0}$
A2	$25 < z < 30$	19	-	50÷60	-	-	-	-	-
P1b	> 30	20	300	60	0.15	0.05	1.0×10^{-3}	-	500

Tabella 6-15 - Stratigrafia di riferimento

Si è assunto un livello di falda a -5 m da piano campagna locale.

Il calcolo è stato condotto suddividendo la sezione trasversale, relativa all'ampliamento del rilevato, in aree di carico rettangolari aventi lunghezza L infinita

(nastriiformi) e larghezza B variabile (figura 6-17); su ciascuna area è applicata una pressione uniforme data dal prodotto del peso specifico del materiale costituente il rilevato per l'altezza di ciascun rettangolo.

Nella seguente tabella si riassumono i risultati ottenuti:

	W_{imm} (cm)	W_{cons} (cm)	W_{tot} (cm)
Al piede (A)	2.0	2.5	4.5
Al ciglio (B)	7.2	16.1	23.3
Al centro (C)	3.2	9.6	12.8
Al ciglio (D)	7.3	16.8	24.1
Al piede (E)	3.1	7.9	11.0

Tabella 6-16 - Prospetto riassuntivo dei cedimenti attesi

In figura 6-18 si riporta l'andamento dei cedimenti al ciglio nel tempo. Si osservi che, nell'ipotesi che il cedimento immediato sia il 30% di quello complessivo, in fase di esecuzione del rilevato si stima un cedimento pari a circa 7.0 cm (terreni coesivi ed incoerenti) che può essere risolto con particolari attenzioni costruttive prima della posa del manto stradale.

Dall'analisi della curva, si nota inoltre che nei primi 10 anni di funzionamento dell'opera si sviluppa un cedimento pari a 16,0 cm circa, ritenuto accettabile in quanto gli effetti possono essere contenuti mediante una costante ed efficiente opera di manutenzione ordinaria.

Si stima infine che il cedimento totale del rilevato si esaurisca in circa 30 anni, con uno sviluppo nel tempo accettabile. Nei successivi 70 anni circa si sviluppa infine il cedimento secondario (1cm circa)

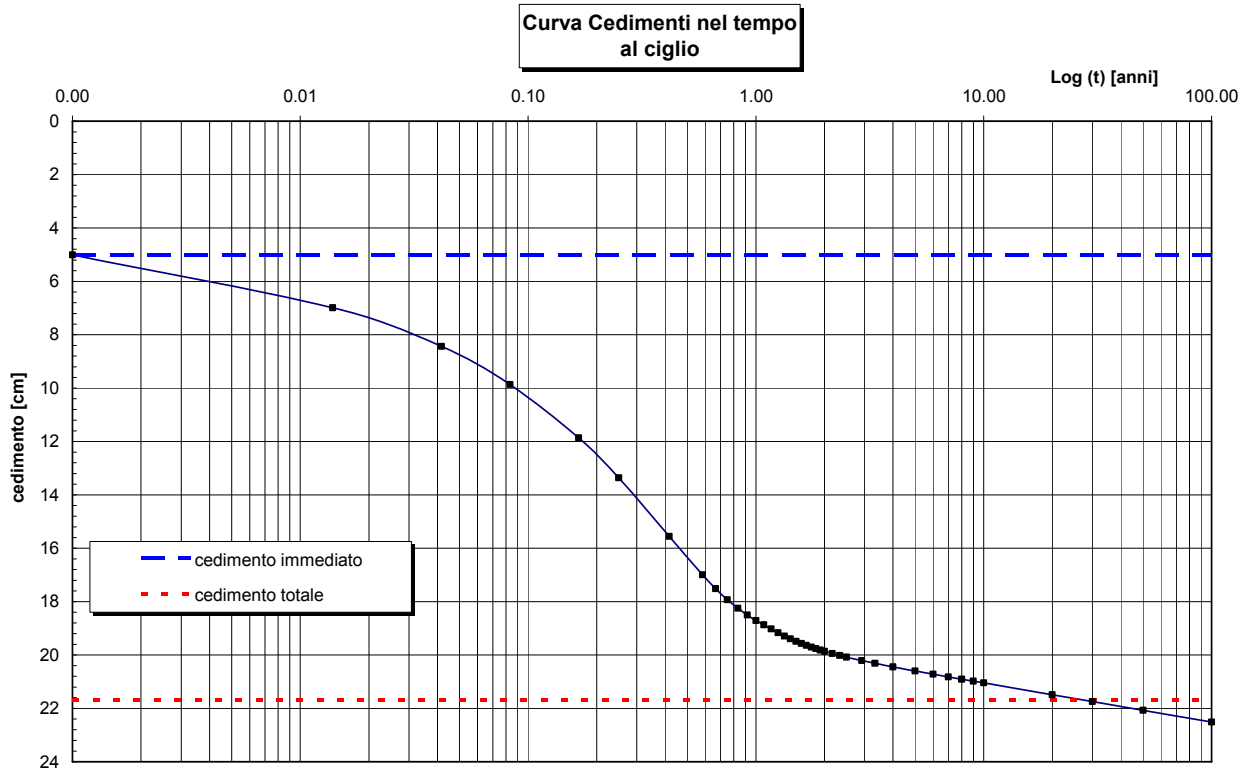


Figura 6-18 - Andamento dei cedimenti nel tempo

7 VERIFICHE DI STABILITÀ GLOBALI

Le verifiche di stabilità globali sono state condotte, per sezioni significative rappresentative del tratto in esame, con i metodi dell'equilibrio limite (Jambu), mediante l'ausilio del codice di calcolo Pro_Stab.

Per le verifiche di stabilità globale e locale della tratta in cui sono presenti opere di presidio (muri di sostegno e paratie di pali) si rimanda agli appositi elaborati di progetto.

Si fa riferimento, nella definizione dei parametri di calcolo, alla relazione geotecnica generale. Nella maggior parte dei casi analizzati, si individua una stratigrafia costituita da uno strato superficiale, caratterizzato da resistenza meccanica scadente, e da uno strato più profondo, caratterizzato da parametri geotecnici migliori.

Per le verifiche di stabilità globale in condizioni sismiche, si sono assunti i parametri di progetto del terreno calcolati secondo le seguenti espressioni (EC8 parte 5):

$$\tan(\varphi_d) = \tan(\varphi_k) / \gamma_\varphi$$

$$c'_d = c'_k / \gamma_c$$

$$c_{u(d)} = c_{u(k)} / \gamma_{cu}$$

$$\gamma_{\gamma(d)} = \gamma_{\gamma(k)} / \gamma_\gamma$$

ove i coefficienti parziali sono:

$$\gamma_\varphi = 1.25$$

$$\gamma_c = 1.25$$

$$\gamma_{cu} = 1.40$$

$$\gamma_\gamma = 1.0$$

Le verifiche sono state svolte in condizioni non drenate, per materiali coesivi, e drenati per i materiali granulari.

7.1 CONDIZIONI STATICHE

Si è verificata la stabilità globale delle opere secondo i criteri indicati nel D.M. 11/03/1988, nell'ipotesi di sito stabile o stabilizzato. In condizioni statiche il fattore di sicurezza globale deve risultare $FS > 1.3$.

7.2 CONDIZIONI SISMICHE

Il metodo pseudo-statico per la verifica di stabilità globale prevede l'applicazione, alla massa di terreno individuata dalla superficie libera e dalla più sfavorevole delle superfici di potenziale scorrimento, le forze d'inerzia dovute all'azione sismica.

Accelerazione di progetto

$a_{\max} = S_T \times S \times a_g = 0,3125 \text{ g}$, dove:

S_T = coefficiente amplificazione topografica = 1,0 (in assenza di rilievi pronunciati)

S = coefficiente amplificativo deformabilità suolo = 1,25 (suolo tipo C)

a_g = accelerazione di picco su suolo roccioso = 0,19 g (2° categoria, modificata secondo studio propedeutico alla progettazione SPEA)

Forze pseudostatiche di progetto

$F_H / W = 0,5 \times a_{\max} = 0,119$

$F_V = \pm 0,5 \times F_H = \pm 0,059 W$,

dove:

W = peso della massa in potenziale movimento

Le verifiche sismiche sono state condotte con riferimento alle azioni sismiche di progetto sopra specificate, sono da intendersi verifiche allo Stato Limite Ultimo ($E_d < R_d$).

In condizioni sismiche il fattore di sicurezza globale deve risultare $FS > 1.0$.

Qualora l'analisi pseudostatica fornisca un fattore $FS < 1.0$, viene eseguita una ulteriore verifica in condizioni dinamiche, con approccio di Newmark:

Schema seguito per approccio dinamico semplificato (Newmark)

- Calcolo con analisi pseudostatica del valore critico (k_c) di accelerazione orizzontale corrispondente al raggiungimento del fattore di sicurezza $FS=1$.
- Scelta di alcuni (3÷5) accelerogrammi di ingresso compatibili con i valori di accelerazione di picco su roccia per la zona in esame (2° categoria – 0,19g) e con il livello di magnitudo più rappresentativo della pericolosità sismica (indicativamente M 5,5 ÷ 6).
- Analisi di propagazione 1D sul profilo stratigrafico di riferimento per ottenere la risposta in superficie, da usarsi come eccitazione per l'analisi di Newmark
- Integrazione dell'equazione dinamica di moto del blocco rigido, determinando la storia temporale di spostamento, ed in particolare il valore finale (spostamento permanente). Valutazione della situazione più cautelativa tra gli accelerogrammi considerati
- Definizione di criteri di ammissibilità degli spostamenti del pendio

Si fa notare come si sia adottato un valore di accelerazione di picco su roccia a_g pari 0,19g e non 0,25g come richiesto dall'OPCM n. 3274 del 20/03/2003. Tale scelta discende dai risultati della Monografia SPEA "Studi specialistici propedeutici alla progettazione definitiva e SIA" per l'ampliamento alla 3° corsia dell'Autostrada A14 – Tratto Rimini Nord-Pedaso.

7.3 RISULTATI DELLE ANALISI

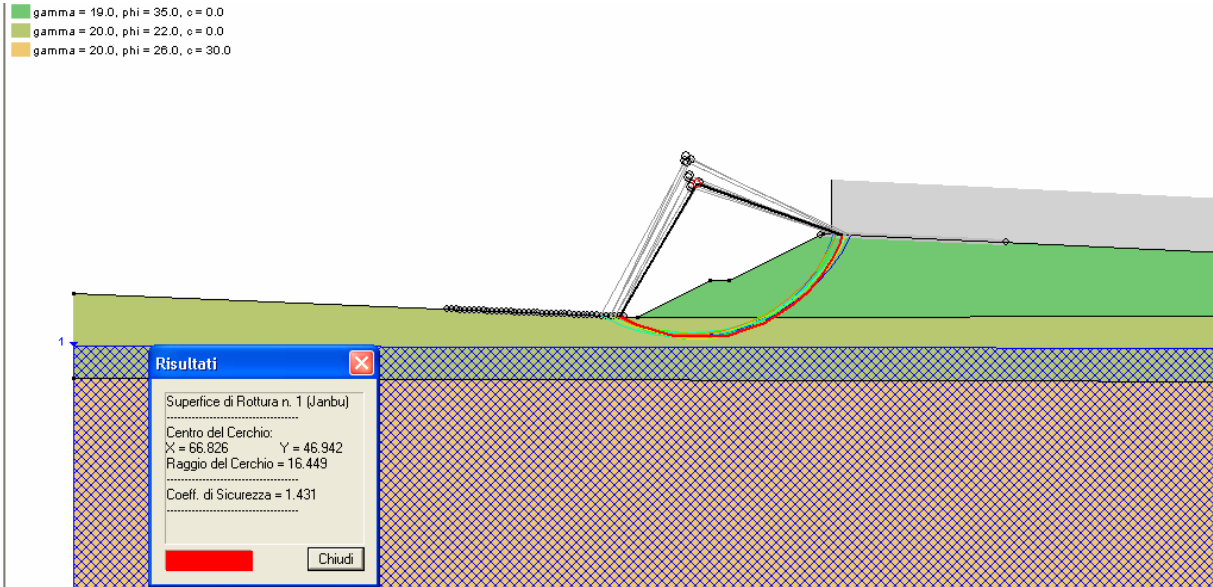
La tabella sottostante riportata i risultati delle analisi sulle sezioni più significative; nei paragrafi successivi vengono invece mostrate le superfici critiche di scorrimento individuate, in condizioni sia statiche che sismiche. I tabulati di calcolo sono presenti nell'Allegato 2.

Tabella 7 – Risultati delle analisi di stabilità globale

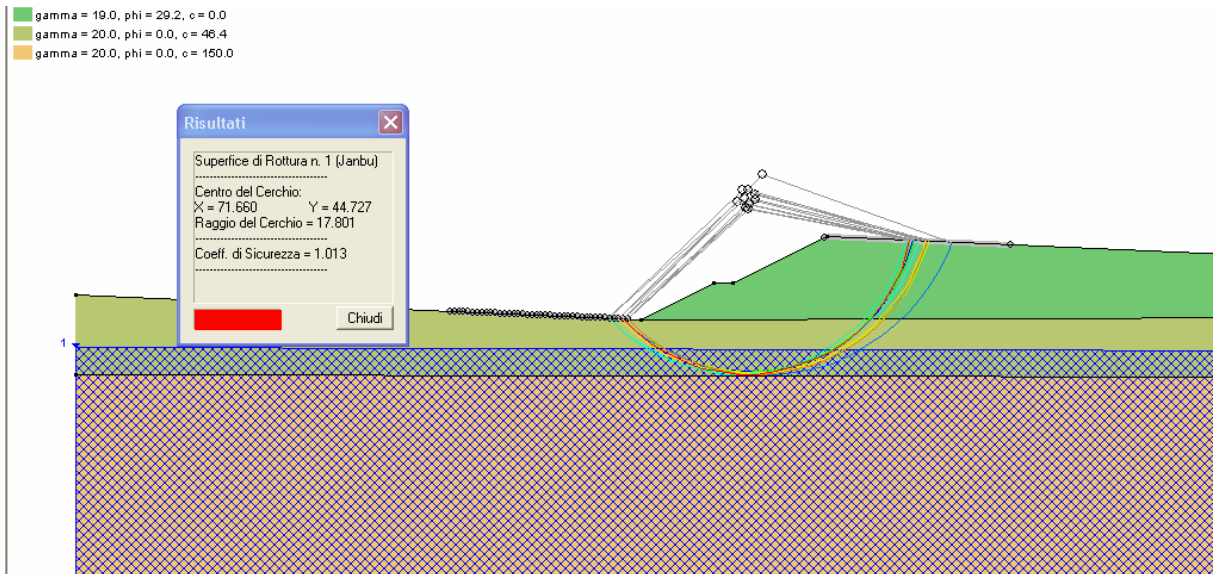
SezioneN°		Progressiva (km+mmm)	H max scarpata m	FS	
				statico	sismico
33	NORD	195+260	8.5	1,431	1,013
204	NORD	197+700	4.8	1,391	1,302
399	NORD	200+580	4.5	1,328	1,967
484	NORD	201+760	3.3	1,468	1,477
510	NORD	202+120	3.9	1,444	1,944
606	NORD	203+580	2.2	1,430	1,782
699	NORD	204+900	3.2	1,529	1,368
749	SUD	205+640	1.7	1,540	1,341
776	SUD	206+068	3.6	1,844	1,810
822	SUD	206+820	10	1,689	1,039
824	SUD	206+860	9.6	1,645	1,020 (*)
1025	SUD	209+680	7	1,648	1,106
1040	SUD	209+880	8	1,609	1,177
1172	NORD	211+500	5	1,468	1,305
1212	NORD	212+020	10.9	1,562	1,014
S11	S.S. 16	0+129	4.3	1,246	-
S11	S.S. 16 (**)			1,470	1,386
P39	S.S. 16	3+809	5.1	1,267	-
P39	S.S. 16 (**)			1,451	1,151
(*) $c_u=75 \text{ kPa} + 2,25 \times z$ (l'andamento è stato linearizzato a tratti considerando strati a c_u costante di spessore pari a 2,5 m) (**) con intervento di bonifica ($H \geq 2\text{m}$)					

I risultati relativi alle sezioni della S.S. 16 mostrano come sia stato necessario ricorrere ad un intervento di bonifica, il cui spessore è ≥ 2 m, per garantire la stabilità globale dei rilevati; si rimanda agli elaborati di progetto per maggiori dettagli.

7.4 SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 195+260 CARR. NORD

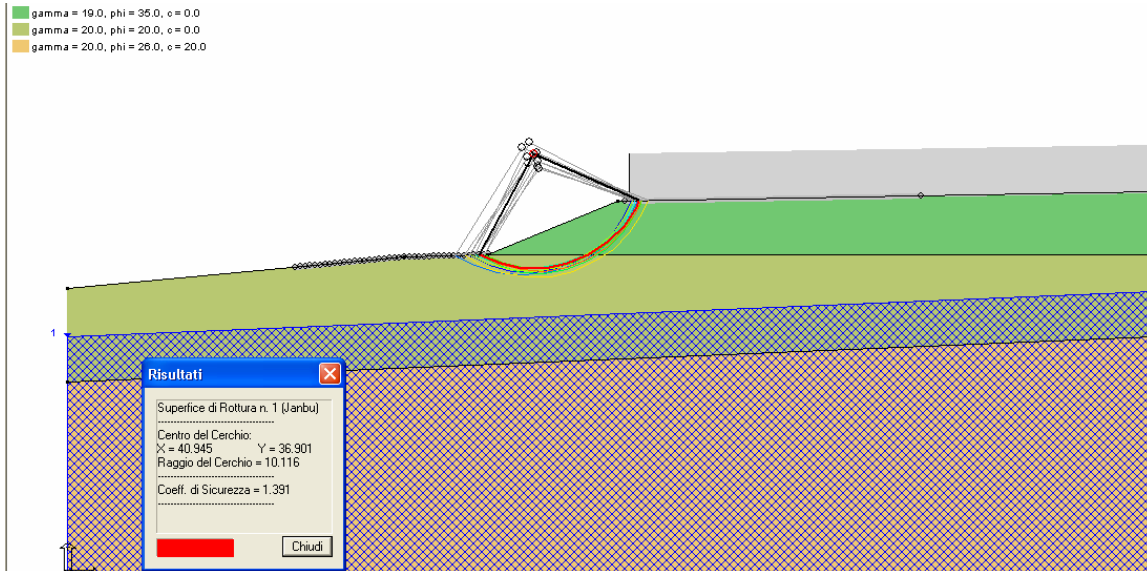


Condizioni statiche (FS=1.431)

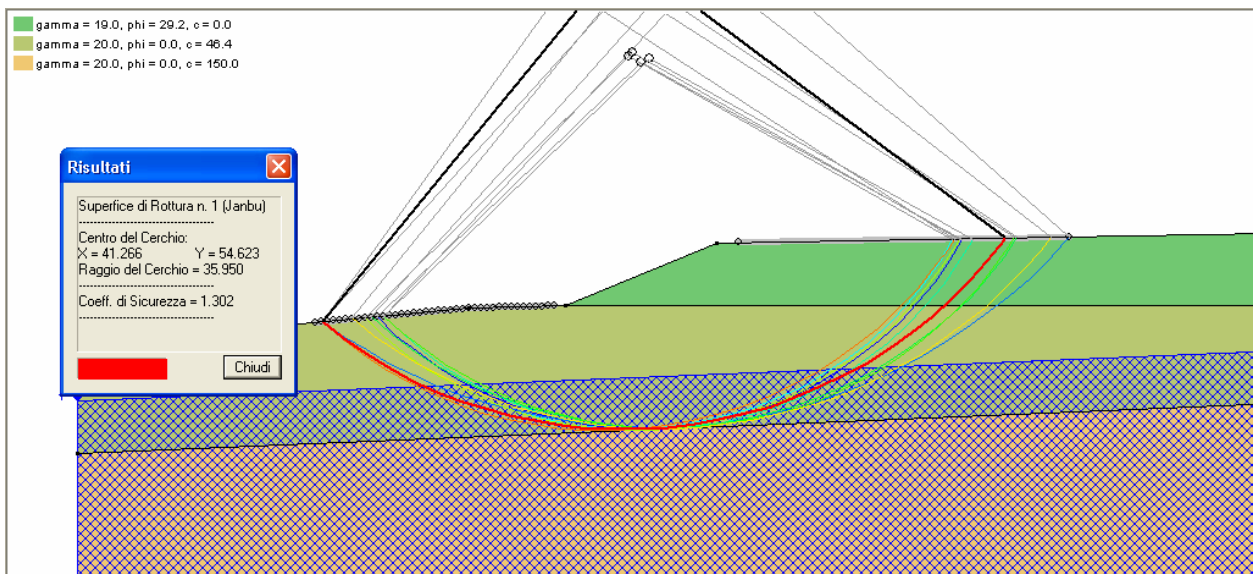


Condizioni sismiche (FS=1.013)

7.5 SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 197+700 CARR. NORD

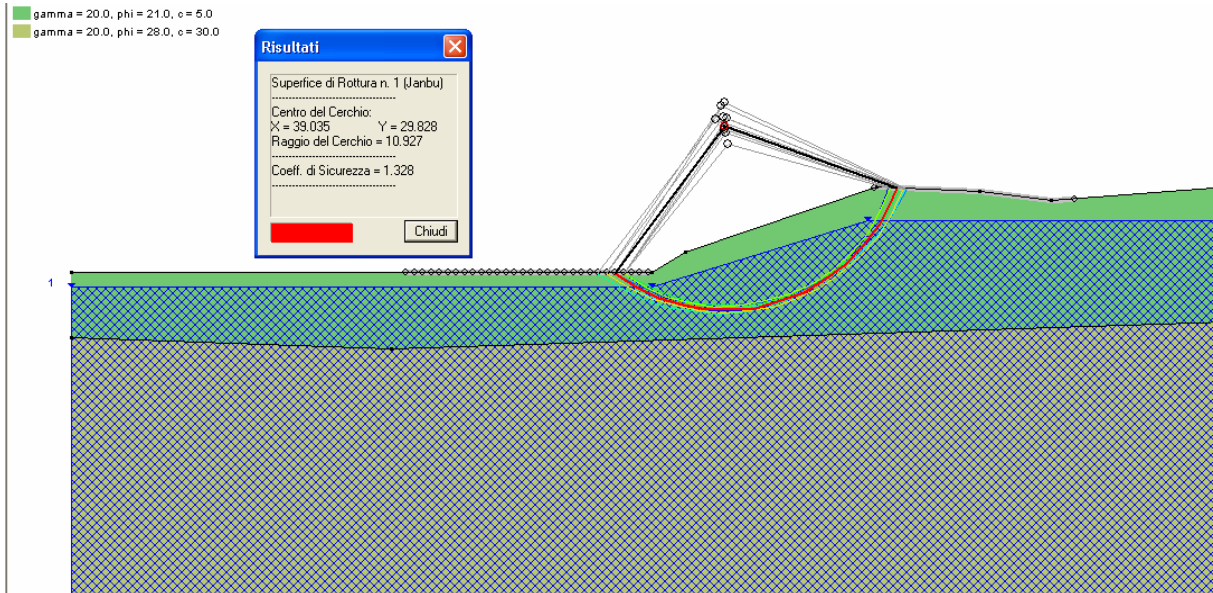


Condizioni statiche (FS=1.391)

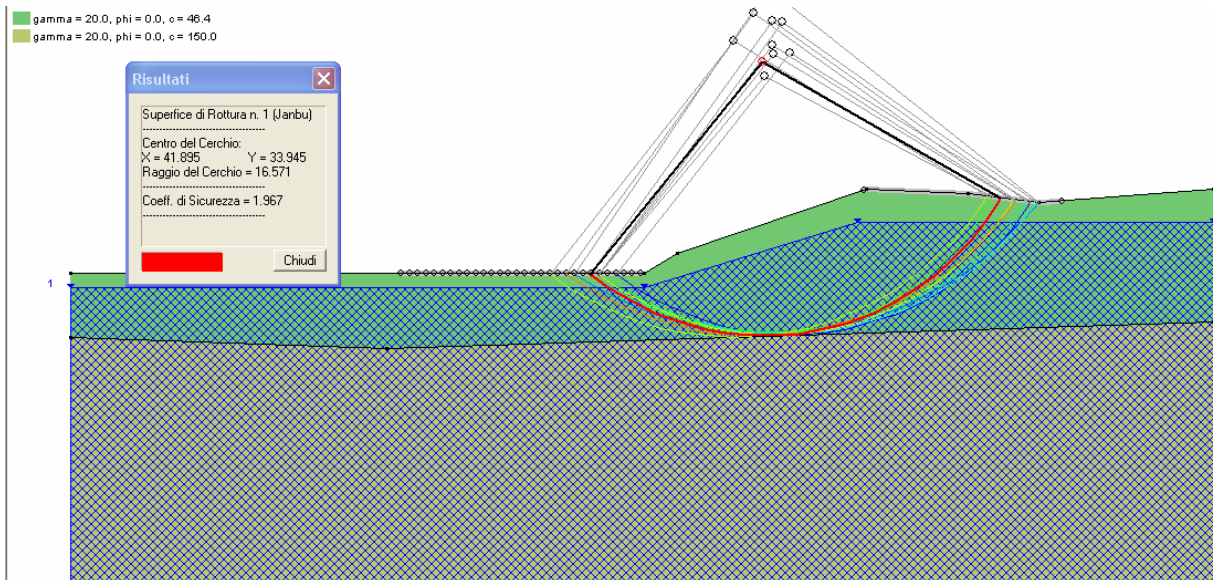


Condizioni sismiche (FS=1.302)

7.6 SEZIONE IN TRINCEA ALLA PROGRESSIVA 200+580 CARR. NORD

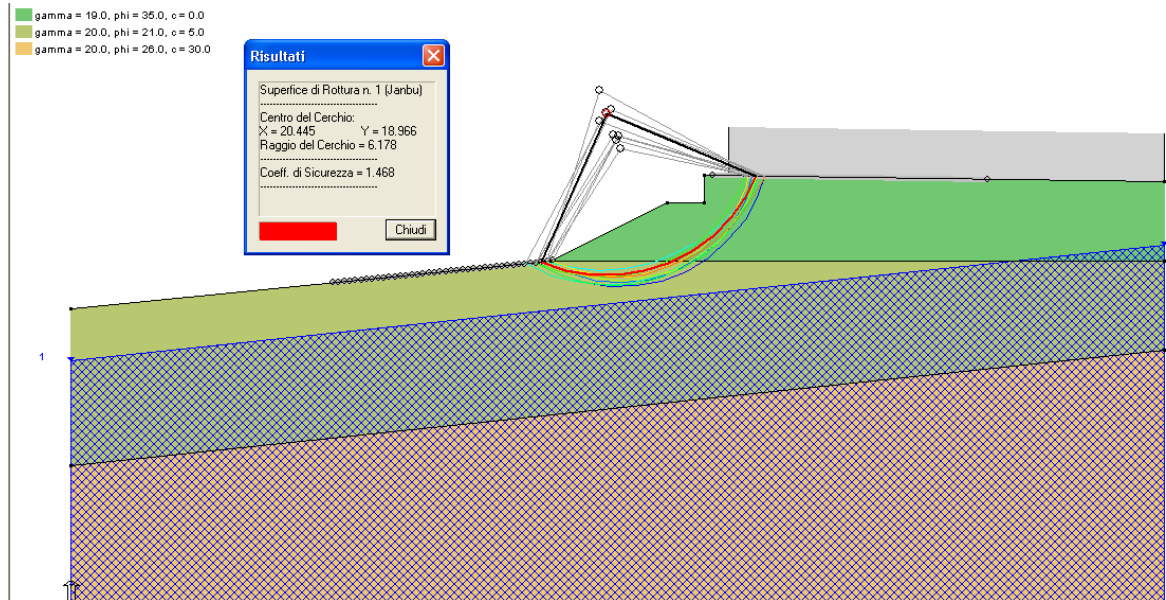


Condizioni statiche (FS=1.328)

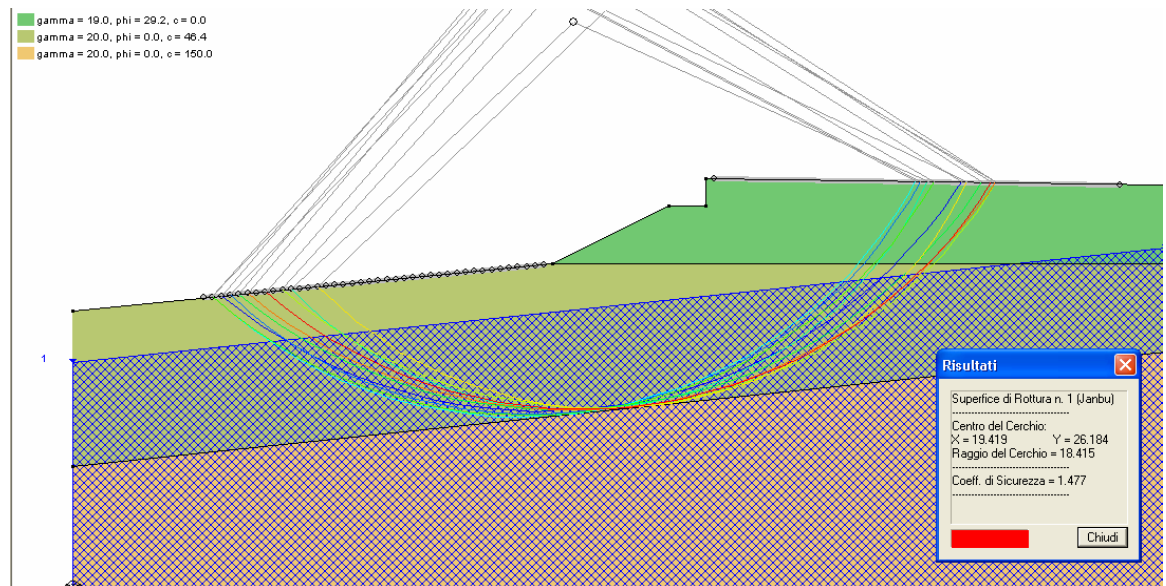


Condizioni sismiche (FS=1.967)

7.7 SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 201+760 CARR. NORD

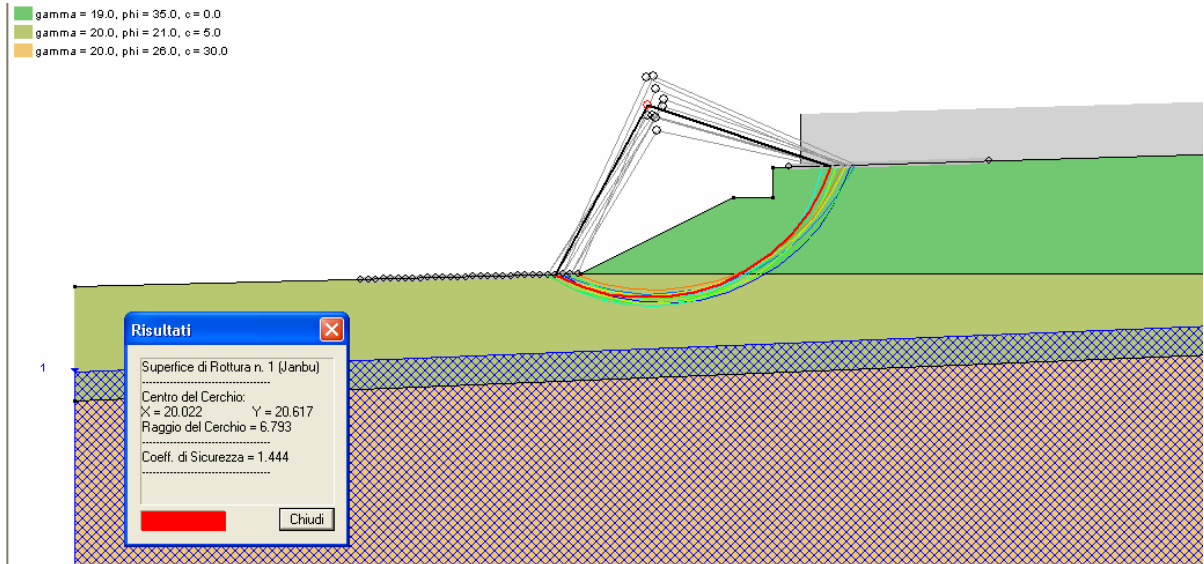


Condizioni statiche (FS=1.468)

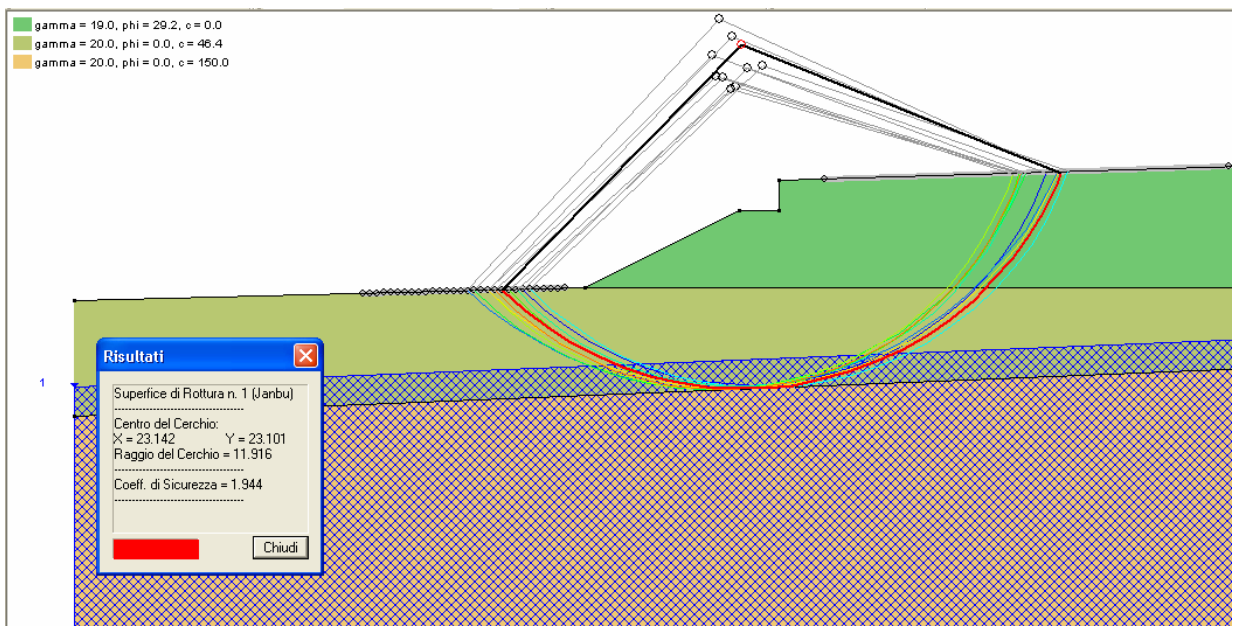


Condizioni sismiche (FS=1.937)

7.8 SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 202+120 CARR. NORD

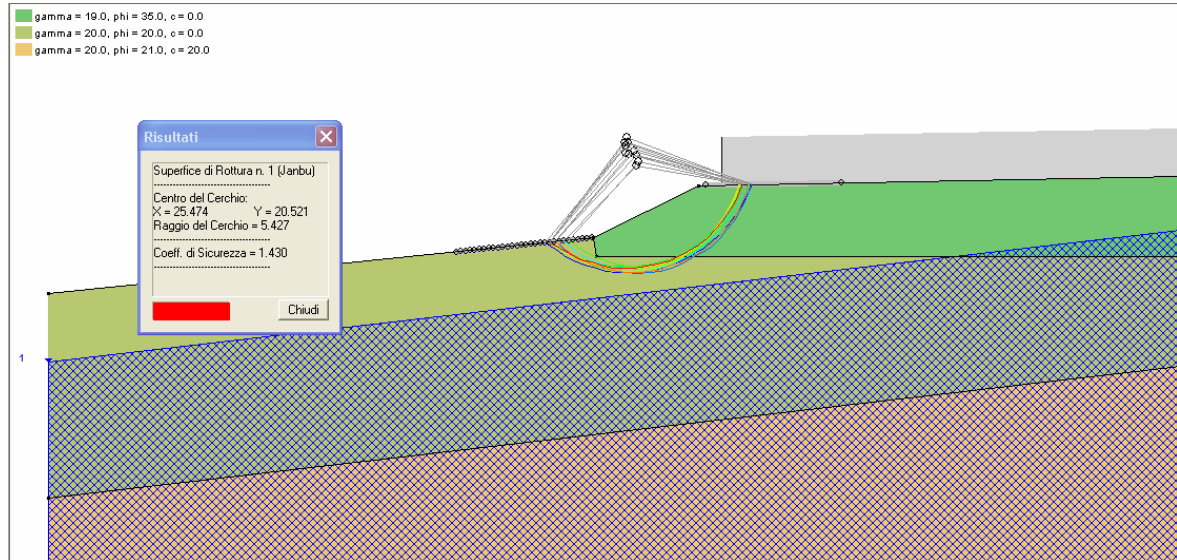


Condizioni statiche (FS=1.444)

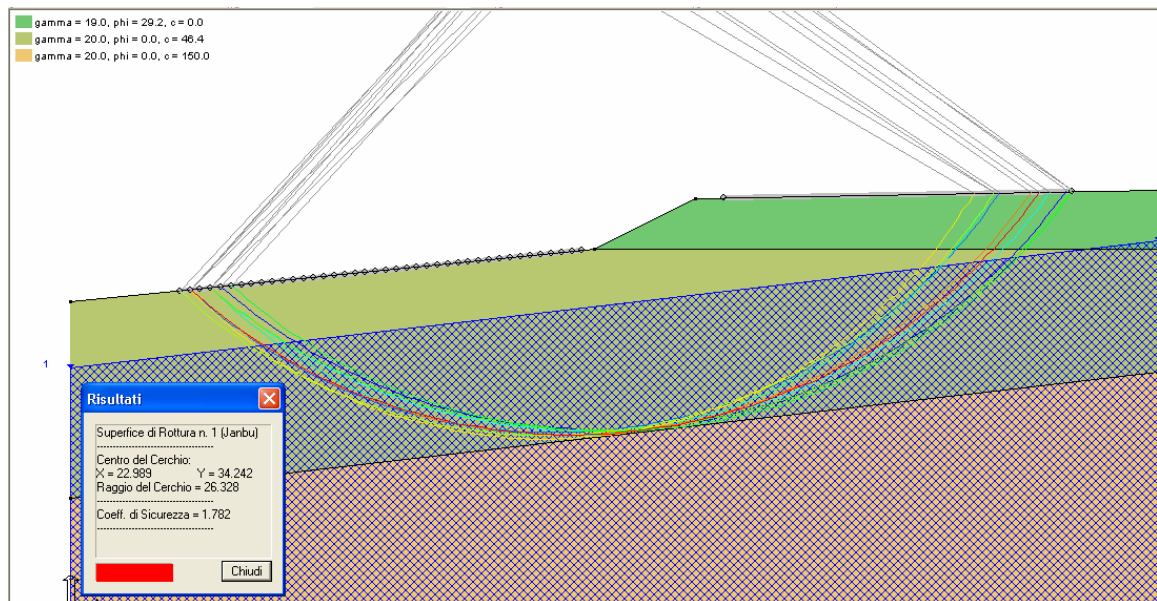


Condizioni sismiche (FS=1.944)

7.9 SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 203+580 CARR. NORD

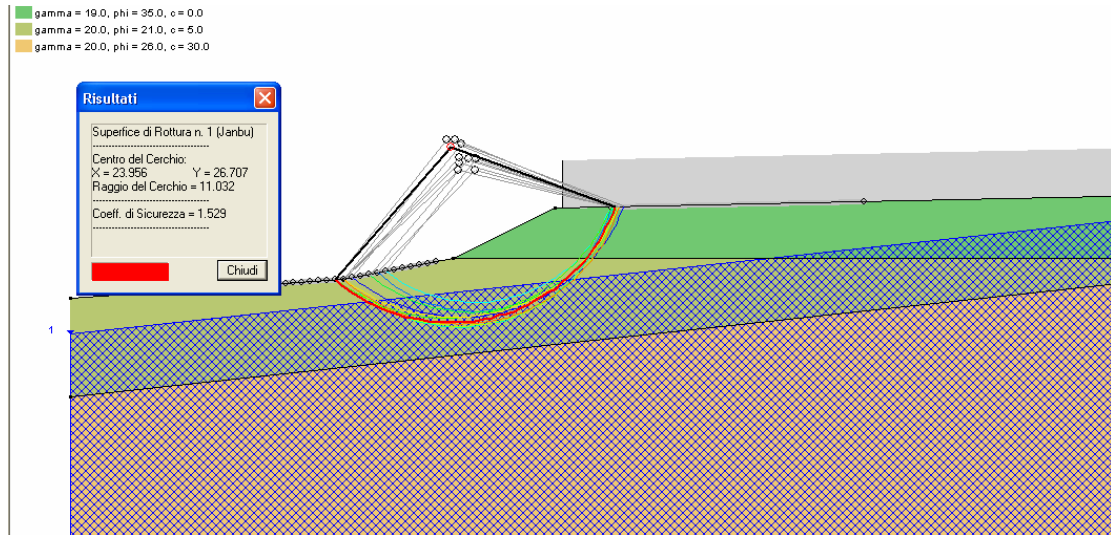


Condizioni statiche (FS=1.430)

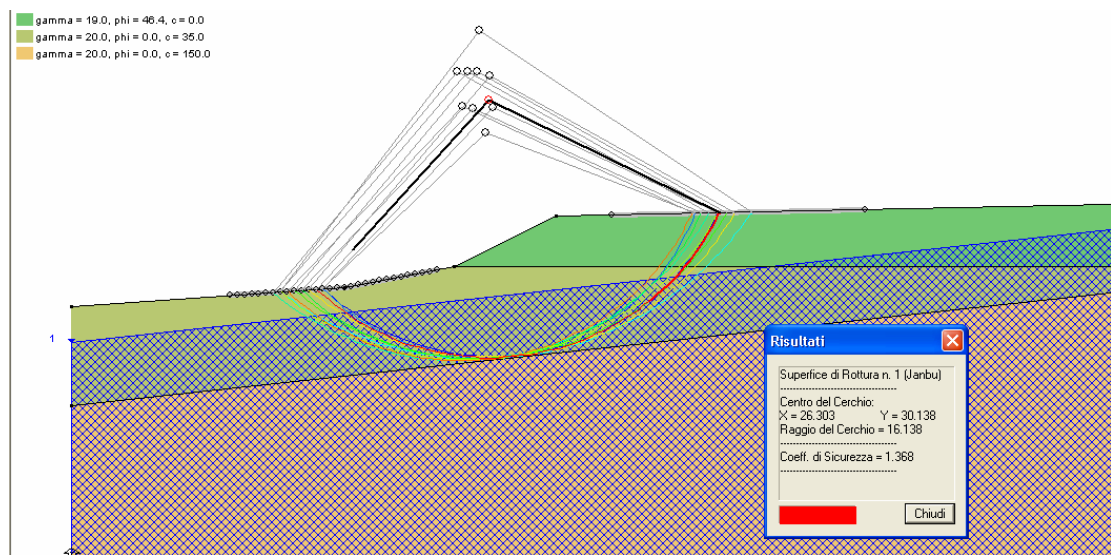


Condizioni sismiche (FS=1.782)

7.10 SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 204+900 CARR. NORD

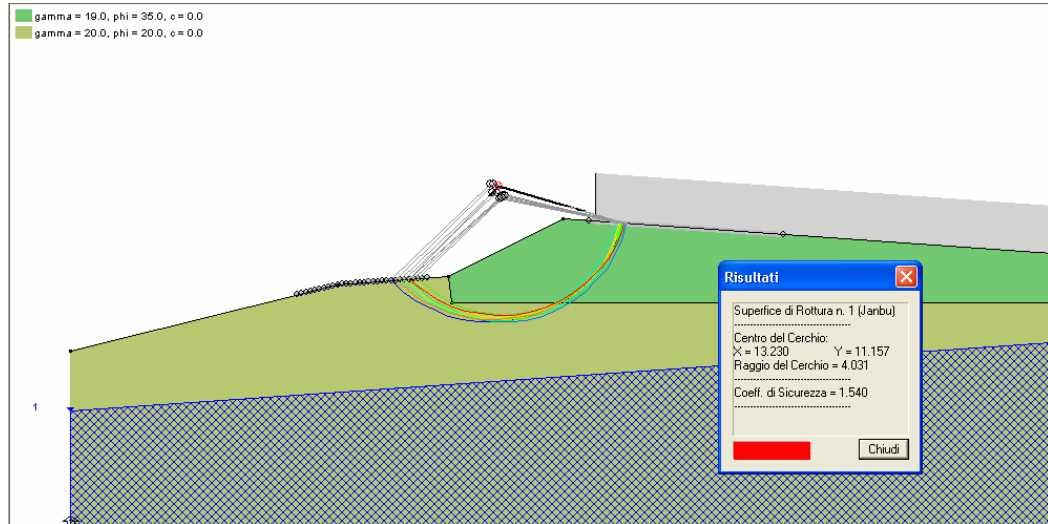


Condizioni statiche (FS=1.529)

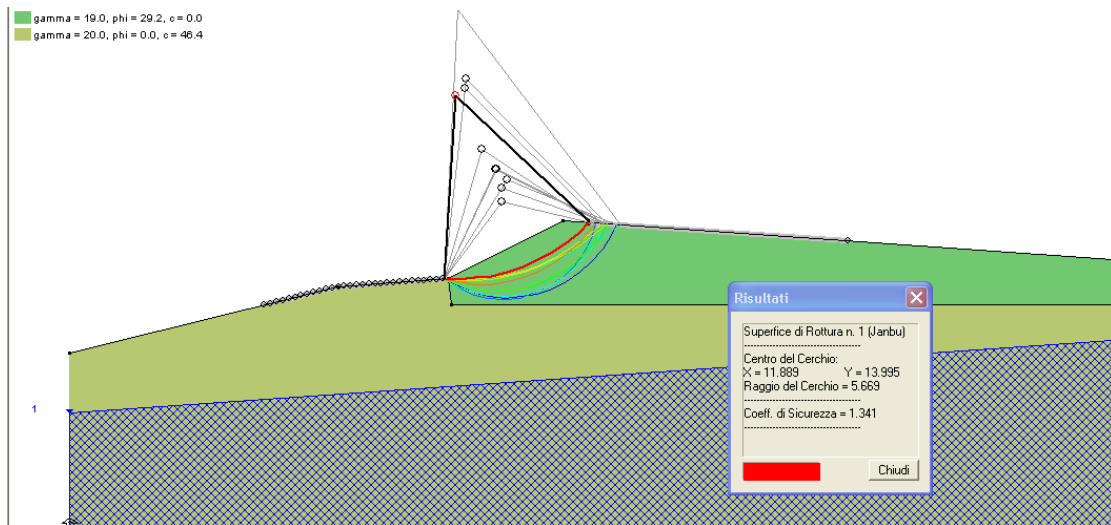


Condizioni sismiche (FS=1.368)

7.11 SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 205+640 CARR. SUD

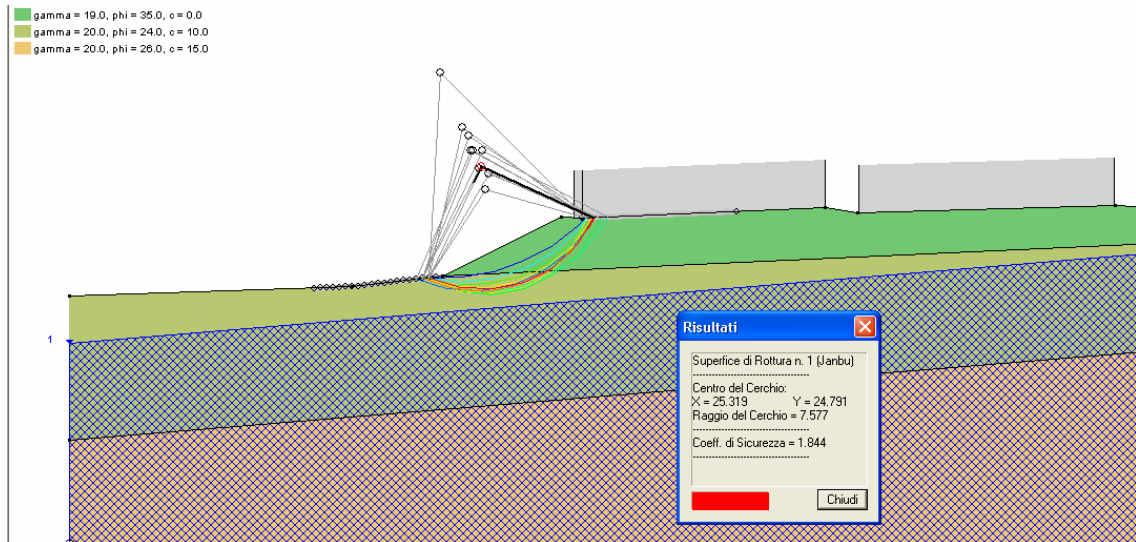


Condizioni statiche (FS=1.540)

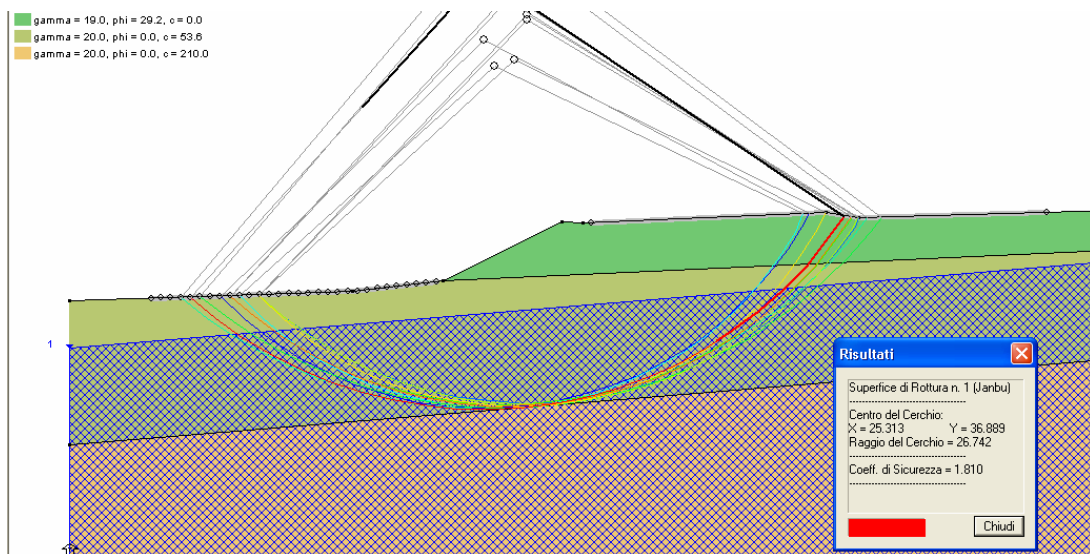


Condizioni sismiche (FS=1.341)

7.12 SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 206+068 CARR. SUD

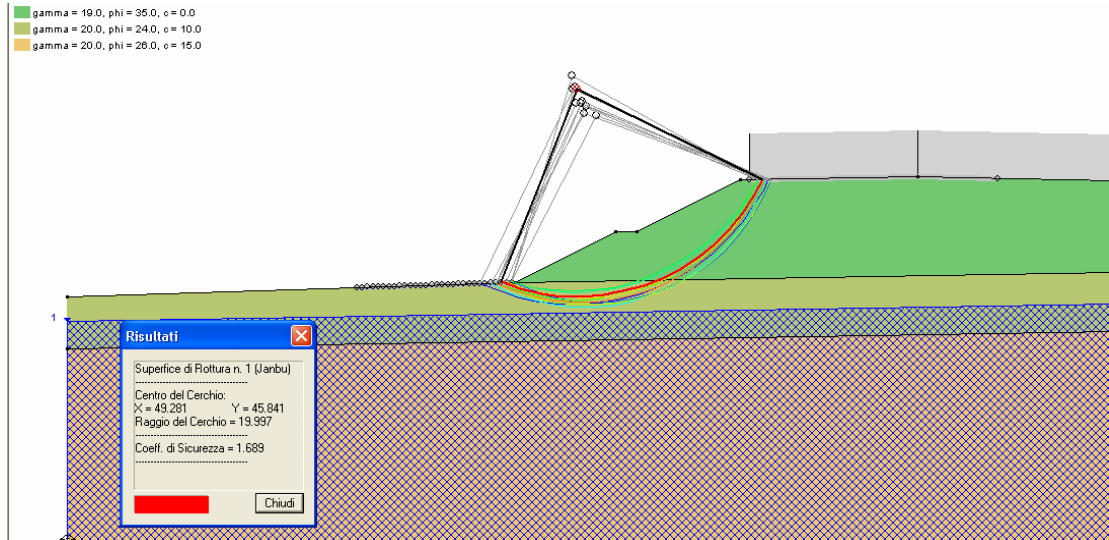


Condizioni statiche (FS=844)

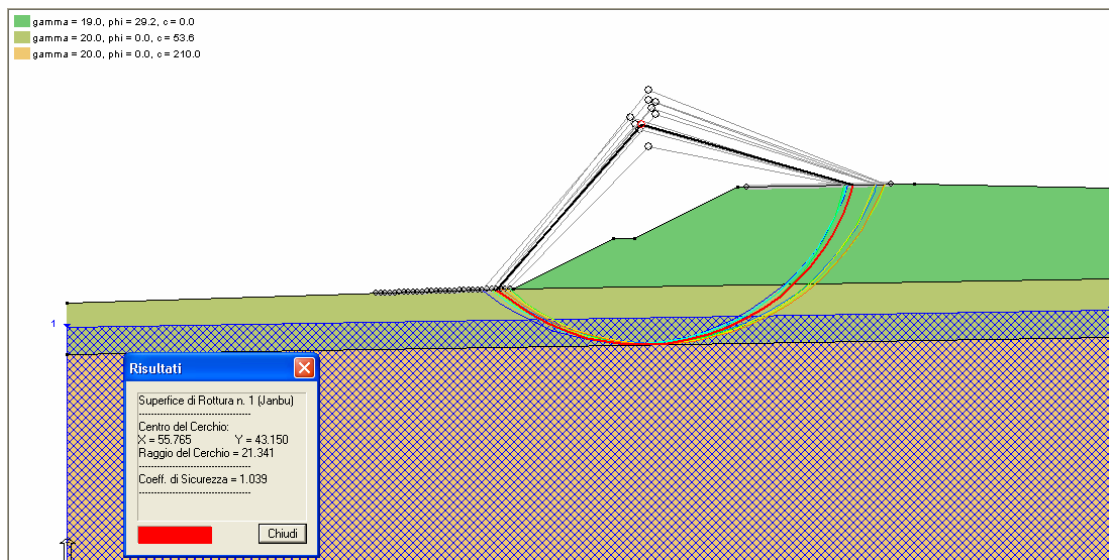


Condizioni sismiche (FS=1.810)

7.13 SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 206+820 CARR. SUD

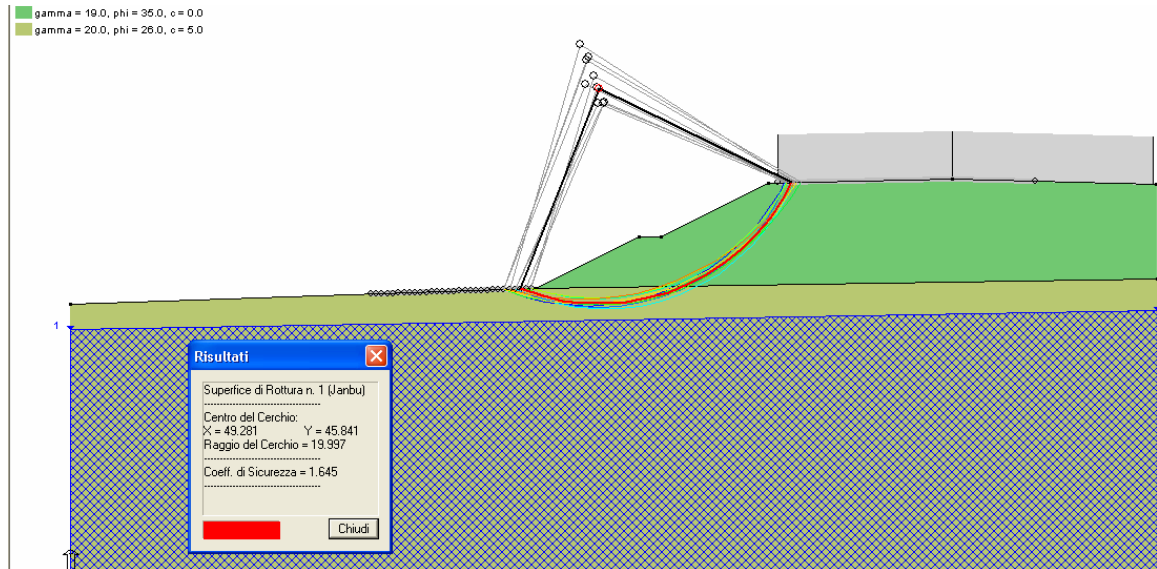


Condizioni statiche (FS=1.689)

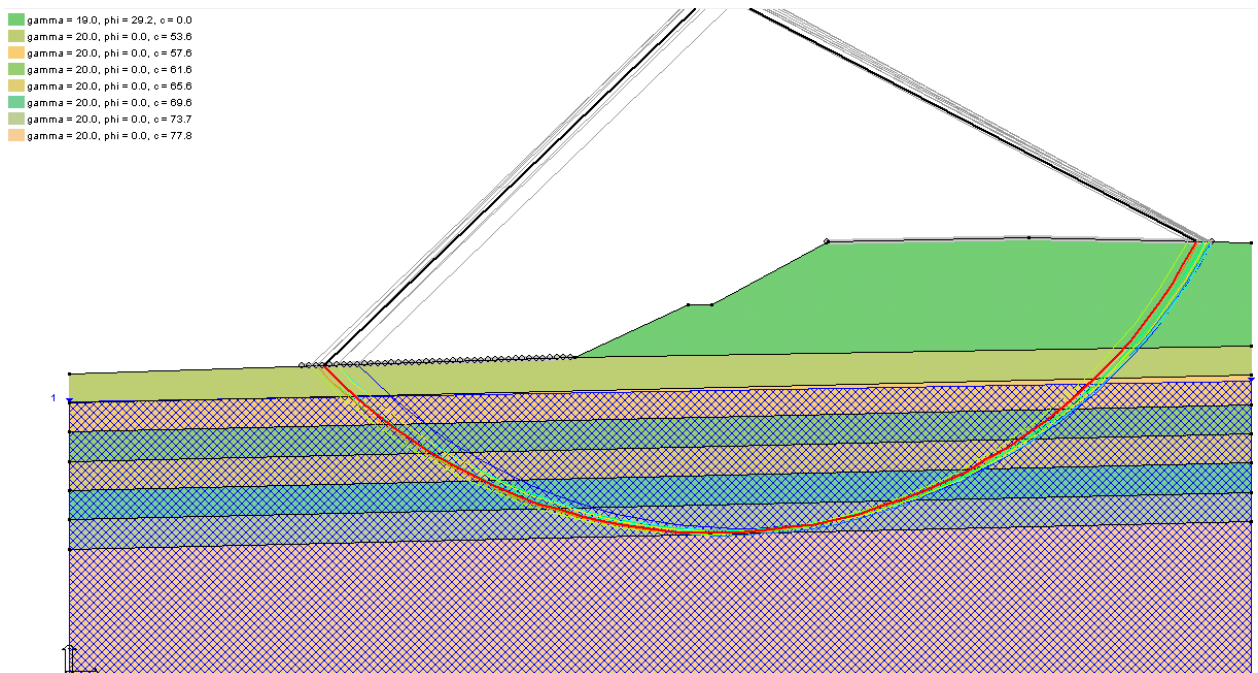


Condizioni sismiche (FS=1.039)

7.14 SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 206+860 CARR. SUD

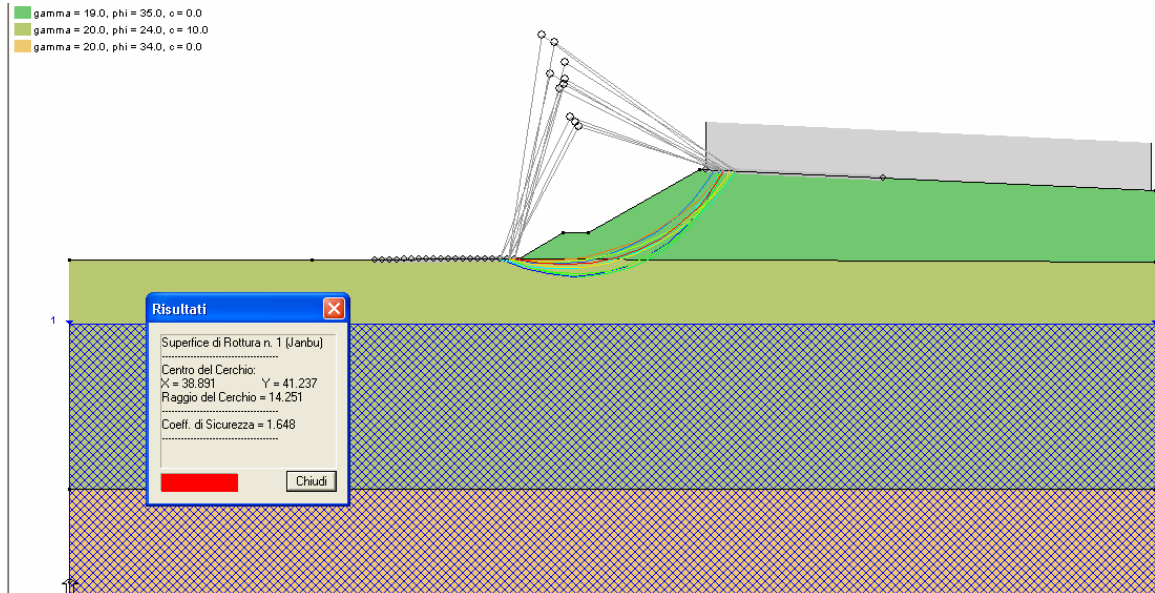


Condizioni statiche (FS=1.645)

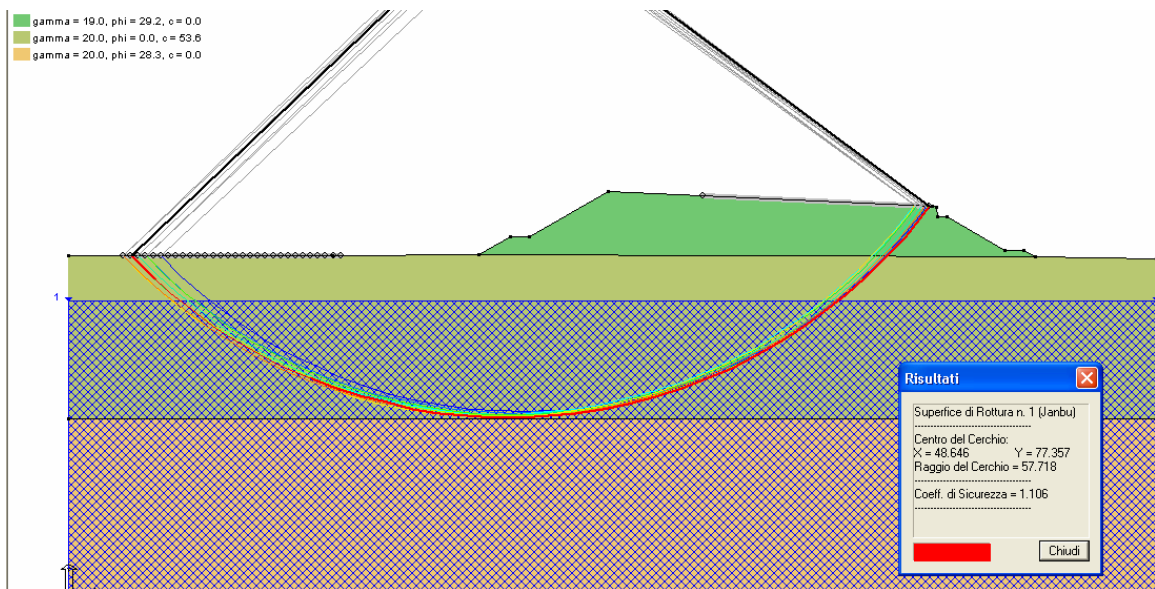


Condizioni sismiche (FS=1.020)

7.15 SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 209+680 CARR. SUD

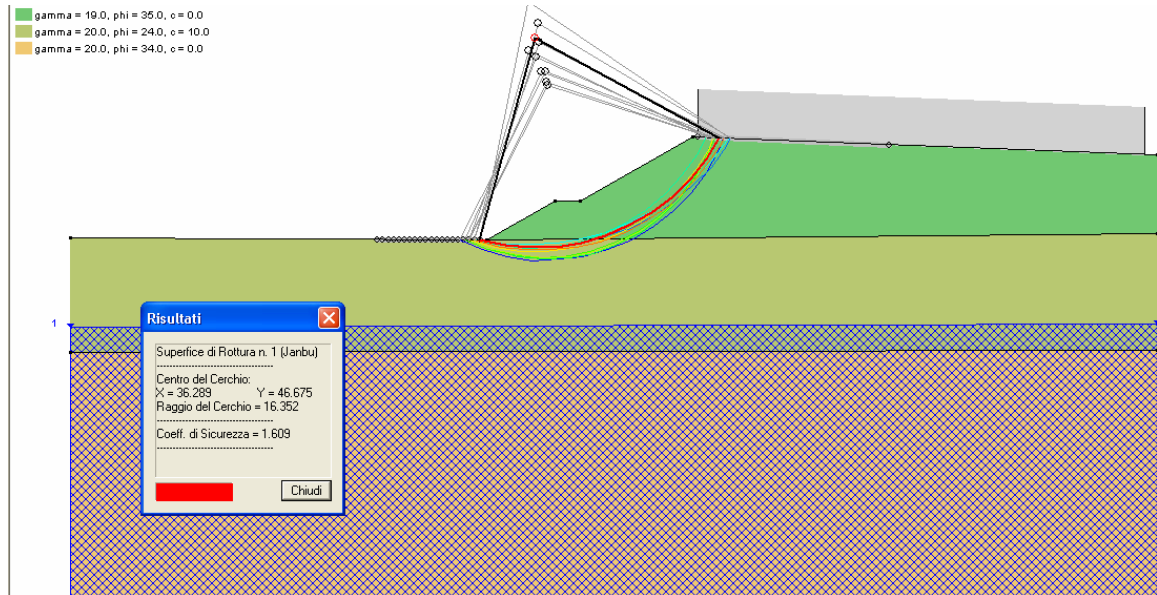


Condizioni statiche (FS=1.648)

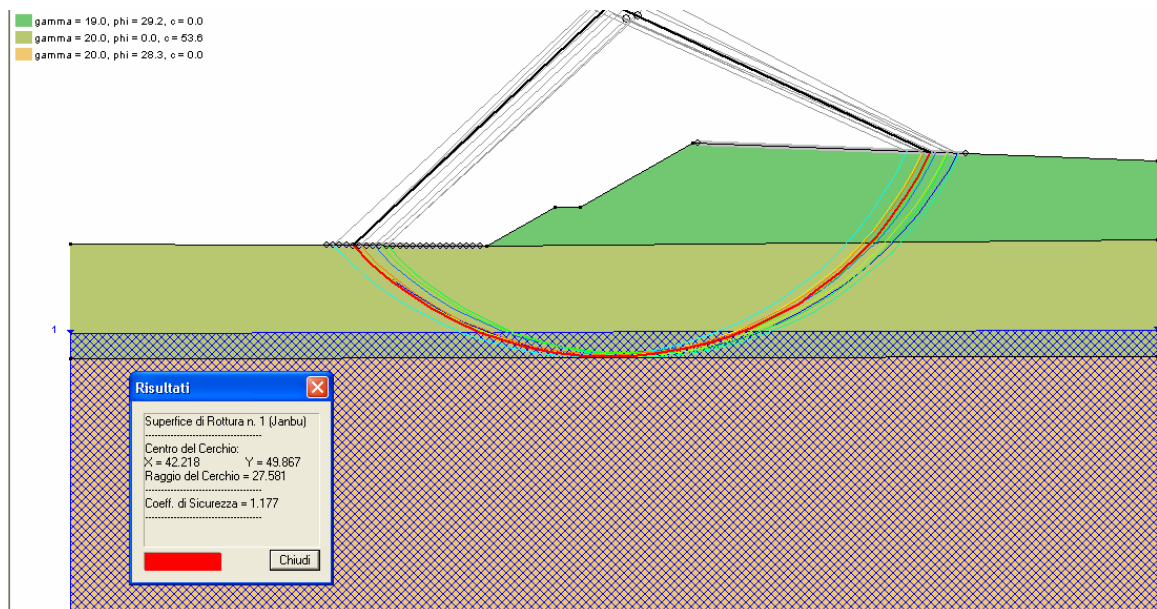


Condizioni sismiche (FS=1.106)

7.16 SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 209+880 CARR. SUD

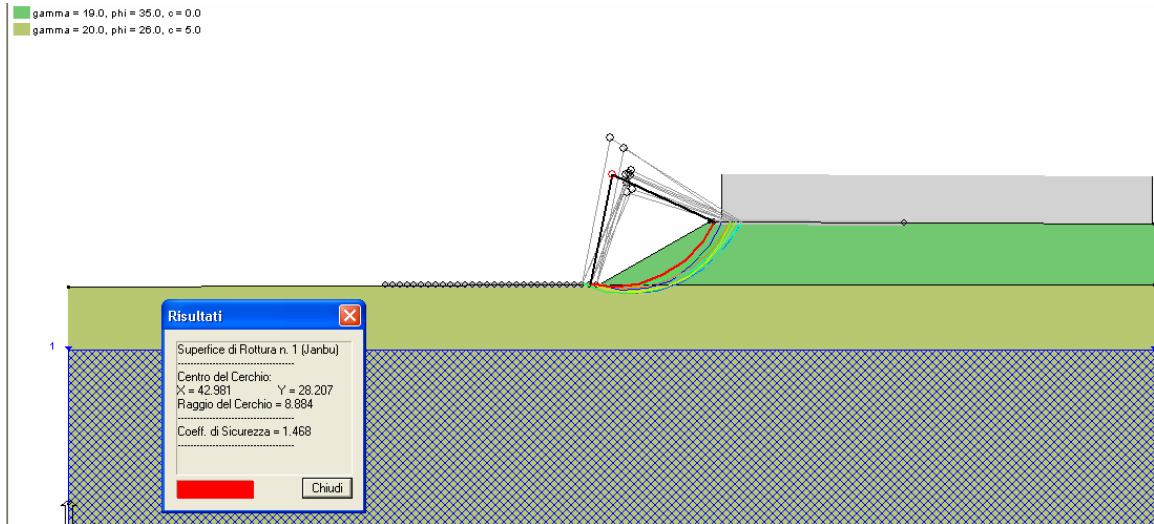


Condizioni statiche (FS=1.609)

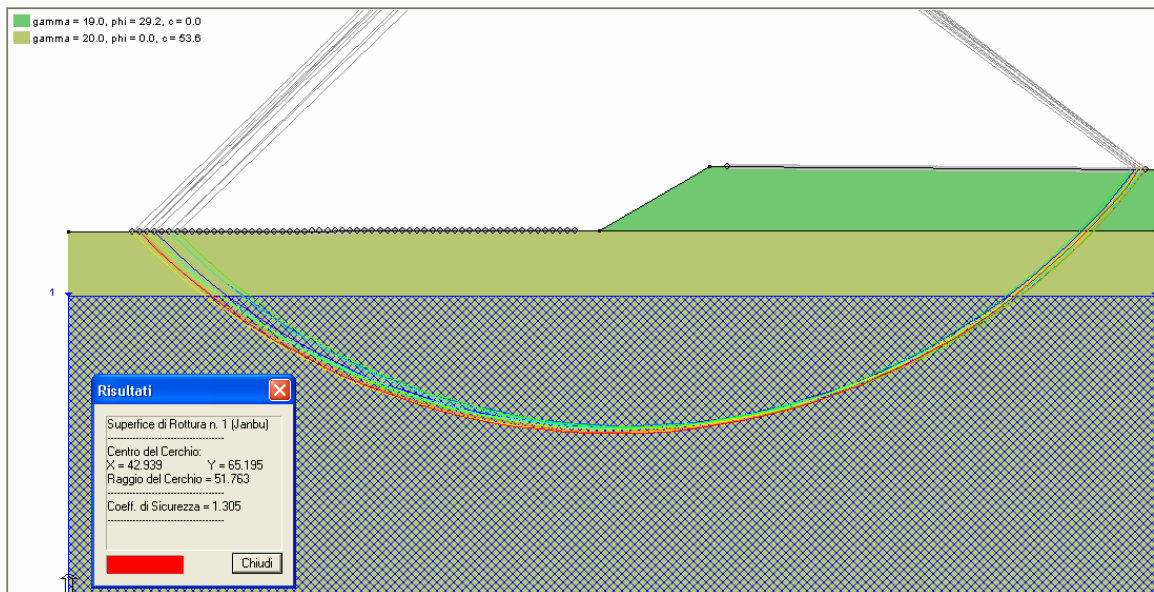


Condizioni sismiche (FS=1.177)

7.17 SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 211+500 CARR. NORD

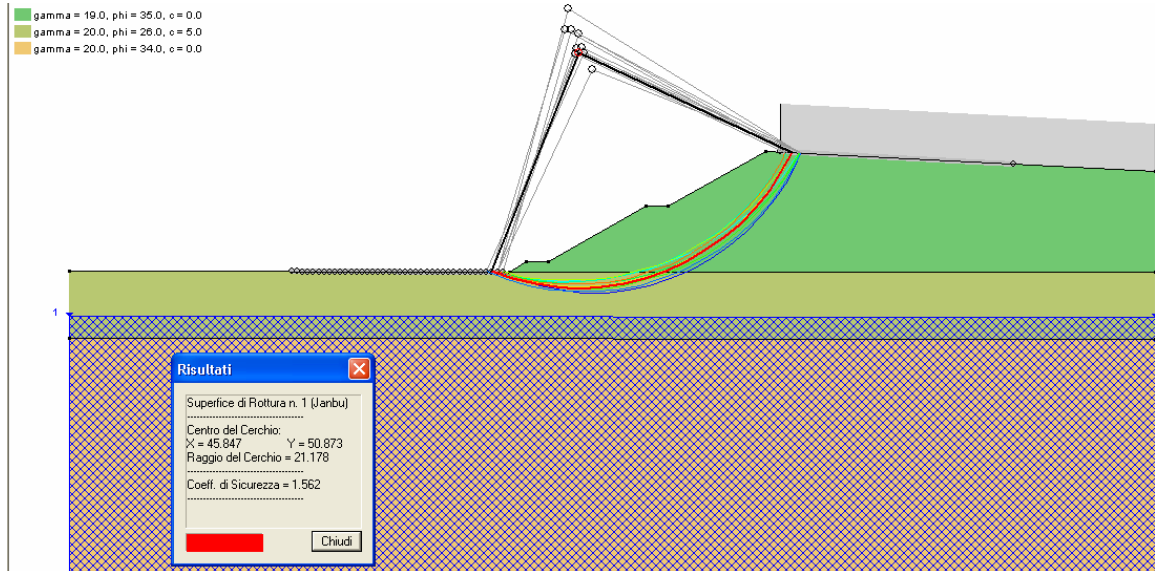


Condizioni statiche (FS=1.468)

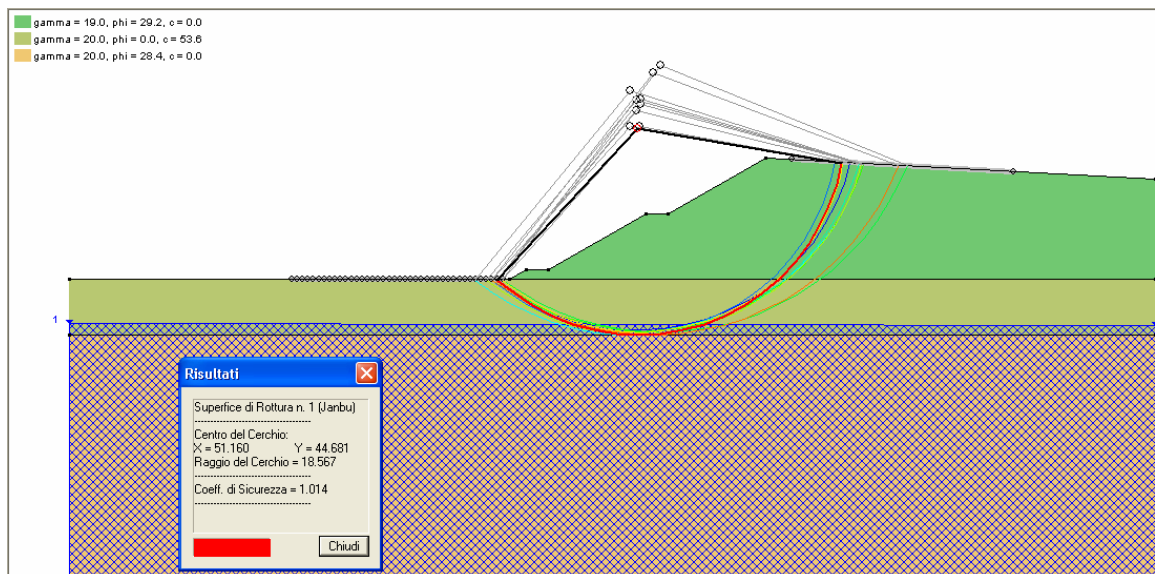


Condizioni sismiche (FS=1.305)

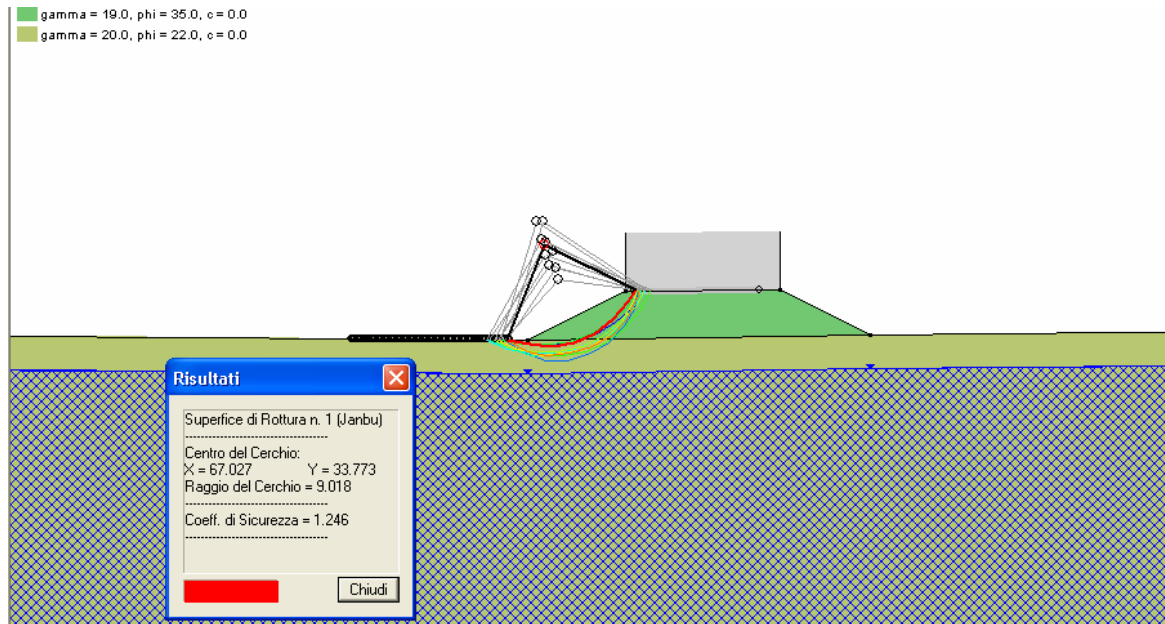
7.18 SEZIONE IN RILEVATO ALLA PROGRESSIVA 212+020 CARR. NORD



Condizioni statiche (FS=1.562)

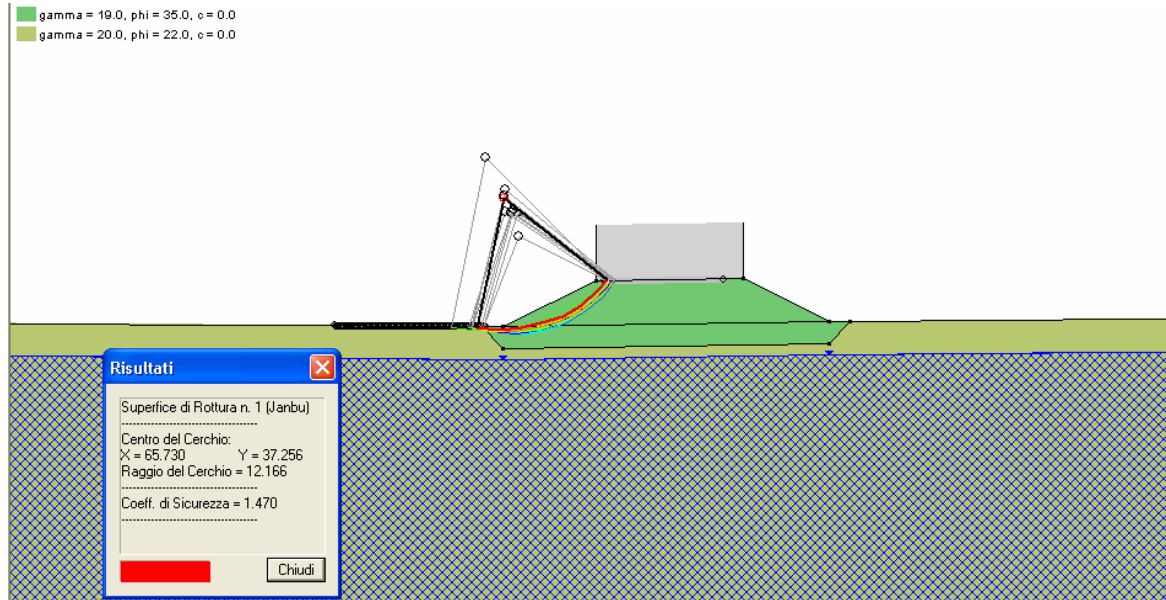


Condizioni sismiche (FS=1.014)

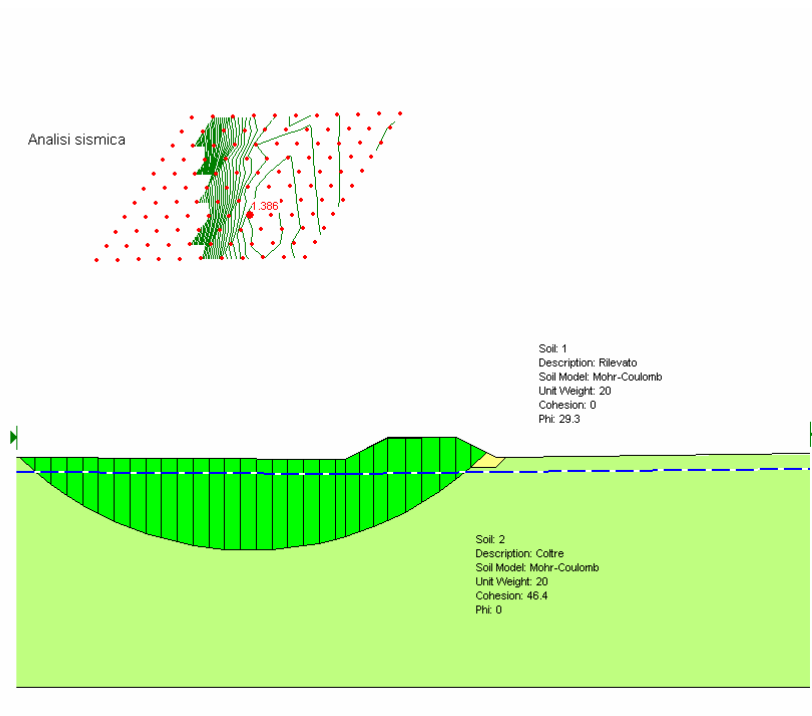
7.19 SEZIONE IN RILEVATO S.S. 16 ALLA PROGRESSIVA 0+129 IN ASSENZA DI BONIFICA

Condizioni statiche (FS=1.246)

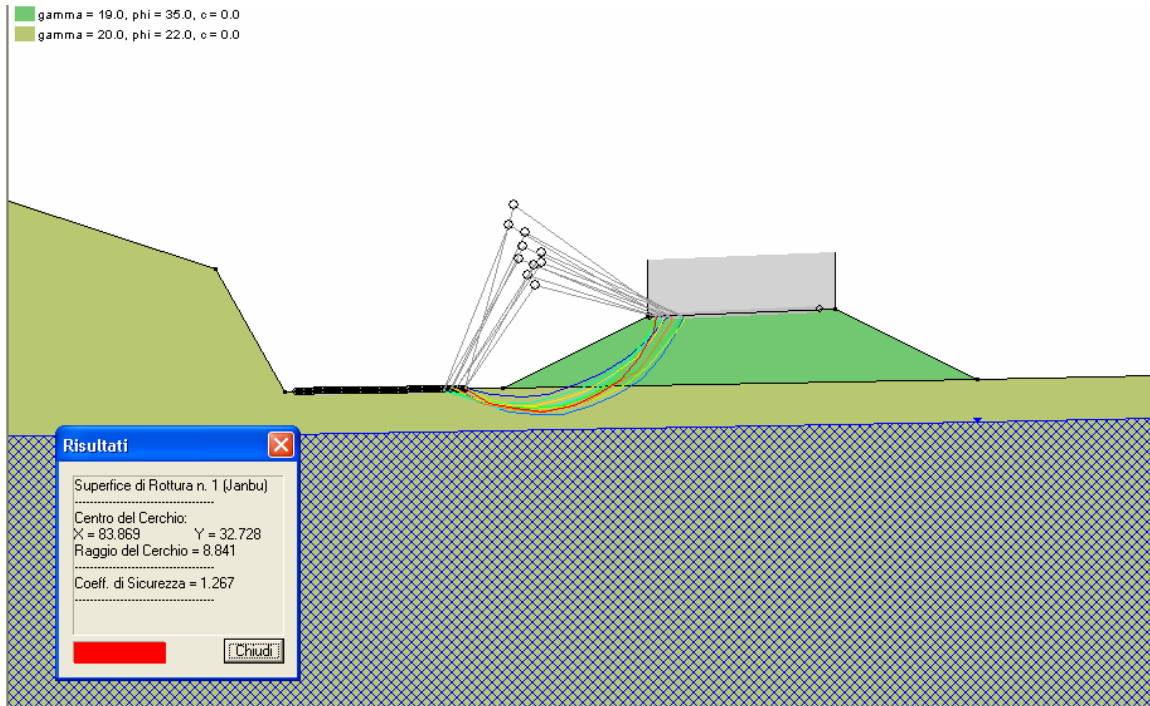
7.20 SEZIONE IN RILEVATO S.S. 16 ALLA PROGRESSIVA 0+129 CON BONIFICA



Condizioni statiche (FS=1.470)

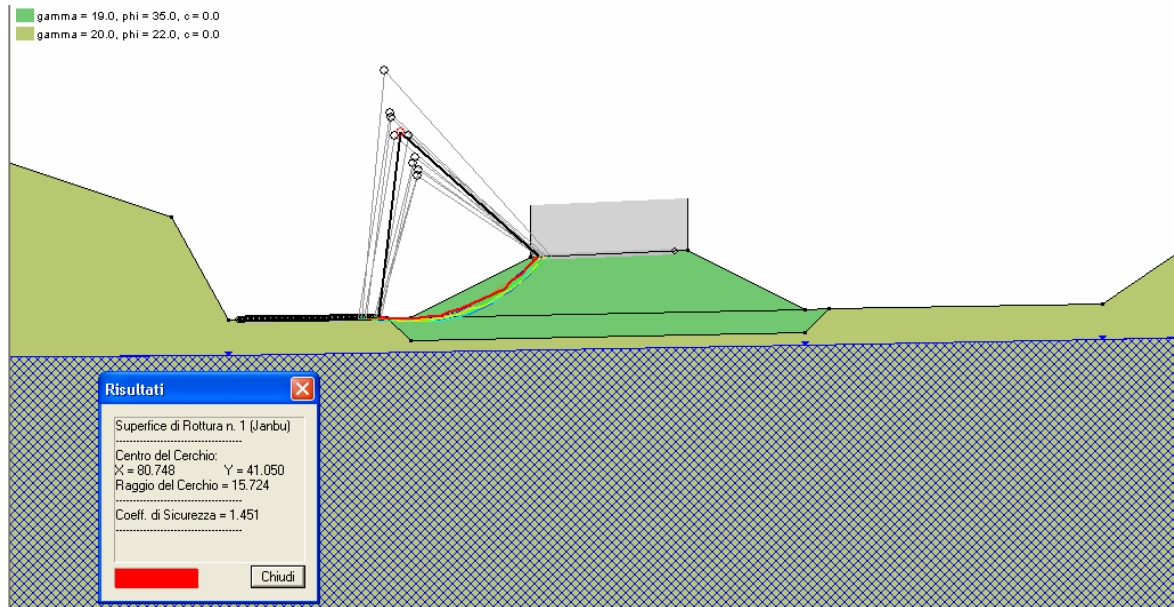


Condizioni sismiche (FS=1.386)

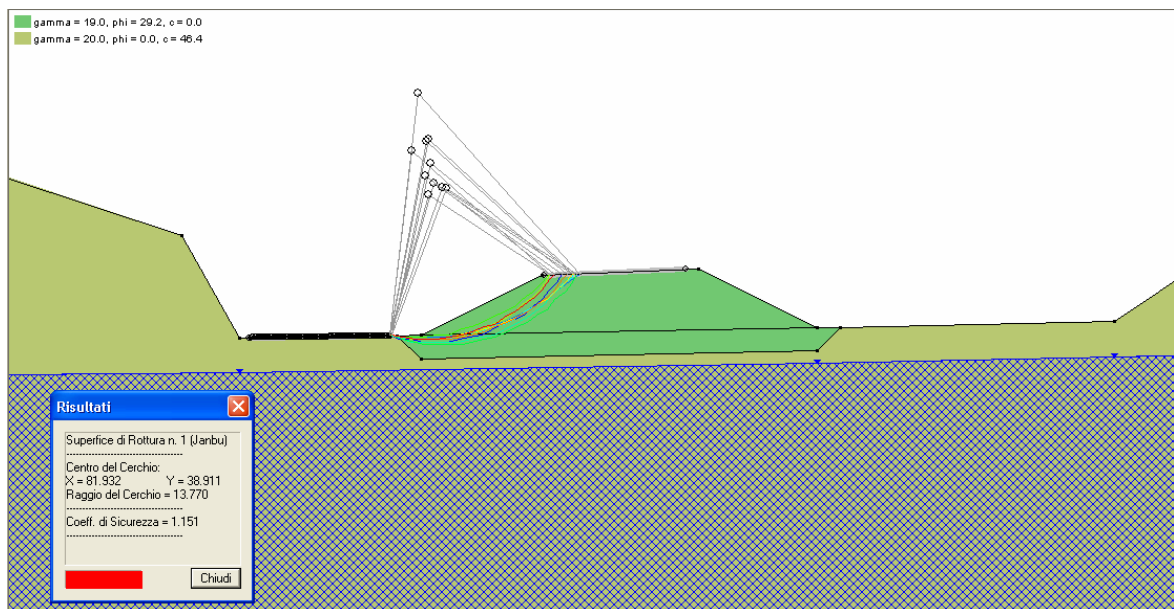
7.21 SEZIONE IN RILEVATO S.S. 16 ALLA PROGRESSIVA 3+809 IN ASSENZA DI BONIFICA

Condizioni statiche (FS=1.267)

7.22 SEZIONE IN RILEVATO S.S. 16 ALLA PROGRESSIVA 3+809 CON BONIFICA



Condizioni statiche (FS=1.451)



Condizioni sismiche (FS=1.151)