

## AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA  
DEL TRATTO RIMINI NORD-PEDASO

TRATTO: SENIGALLIA - ANCONA NORD

### PROGETTO ESECUTIVO

AU - CORPO AUTOSTRADALE

OPERE D'ARTE MINORI

PARATIA DI PALI - MS12 - CARR. NORD

RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO

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

WBS - Rif. elaborato	DIRETTORIO				FILE		DATA:	REVISIONE						
AU-CS06	codice	commessa	N.Prog.	unita'	n. progressivo		GIUGNO 2008	n.	data					
MS12-001	1	1	1	4	2	3	0	2	GEI APE	2	1	1		

ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI :	Geom. Giorgio Perfetti	CONSULENZA:	
ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI :	Ing. Federico Carbonaro	COORDINATORE GEOINGEGNERIA:	Ing. Tiziano COLLOTTA - O.I. Lecco N. 122
		RESPONSABILE PROG. SPECIALISTICA:	Ing. Piero BONGIO - O.I. Sondrio N. 538

VISTO DELLA COMMITTENTE

## INDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE</b>	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>RIFERIMENTI</b>	<b>5</b>
2.1	Normative e raccomandazioni	5
2.2	Documentazione di progetto	5
2.3	Riferimenti bibliografici principali	6
<b>3</b>	<b>QUADRO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TRATTO IN ESAME</b>	<b>7</b>
3.1	Inquadramento litologico e geotecnico	7
3.2	Schematizzazione stratigrafica e geotecnica dell'area d'intervento	9
<b>4</b>	<b>PROBLEMATICHE PROGETTUALI E DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE</b>	<b>12</b>
4.1	Problematiche progettuali	12
4.2	Descrizione degli interventi di stabilizzazione	12
<b>5</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI</b>	<b>15</b>
<b>6</b>	<b>VERIFICA DELL'OPERA ESISTENTE (KM 201+191 – KM 201+292)</b>	<b>16</b>
6.1	Determinazione delle azioni di progetto	16
6.2	Determinazione dei coefficienti di spinta attiva e passiva equivalenti ( $k^*$ )	19
6.3	Determinazione delle sollecitazioni nella paratia di pali e nei tiranti	21
6.4	Verifica della lunghezza del bulbo di ancoraggio dei tiranti	24
6.5	Verifica dell'armatura dei tiranti	25
6.6	Verifica dell'armatura dei pali	26
<b>7</b>	<b>VERIFICA DELLA NUOVA OPERA IN PROGETTO (KM 200+986 – KM 201+292)</b>	<b>29</b>
7.1	Determinazione delle azioni di progetto (SLOPE/W)	30
7.2	Determinazione dei coefficienti di spinta attiva e passiva equivalenti ( $k_{equivalente}$ )	33
7.3	Analisi sforzi-deformazioni (PARATIE 6.2)	35
7.4	Stima degli spostamenti in fase sismica	36

7.5	Risultati ottenuti	38
7.6	Verifica della lunghezza del bulbo di ancoraggio dei tiranti	39
7.7	Verifica dell'armatura dei tiranti	40
7.8	Verifica dell'armatura dei pali	41
7.9	Verifica dell'elevazione al piede del rilevato	46
7.10	Verifica della trave di collegamento alla testa dei pali	50
8	VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE	55

TABELLE

FIGURE

ALLEGATO 1 - Tabulati di calcolo PARATIE 6.1

## 1 INTRODUZIONE

Il tratto Senigallia-Ancona Nord dell'Autostrada A14 Bologna-Bari-Taranto, compreso tra il km 194+800 ed il km 206+000, è caratterizzato da notevoli criticità geotecniche e diverse sono le problematiche, relative alla stabilità dei pendii attraversati dal tracciato, insorte in passato. L'esperienza maturata in tale tratto ha mostrato lo sviluppo di fenomeni di instabilità locale anche a seguito della realizzazione di rilevati di altezze modeste e di sbancamenti verso monte limitati.

A conferma della generale instabilità dei versanti in questa porzione di territorio, il Piano stralcio di bacino per l'Assetto Idrogeologico (PAI) riconosce nella tratta oggetto del presente documento un areale di rischio per frana di livello R4 associato ad un fenomeno gravitativo con pericolosità di livello P3. Ai sensi dell'art. 12, co.3, lett. j) delle Norme Tecniche di Attuazione (NTA) del PAI, in tali aree sono consentiti, tra gli altri, *"...la realizzazione ed ampliamento di infrastrutture tecnologiche o viarie, pubbliche o di interesse pubblico, nonché delle relative strutture accessorie..."*. Ai sensi del comma 5 del medesimo articolo detti interventi sono *"...subordinati ad una verifica tecnica, condotta anche in ottemperanza alle prescrizioni del D.M. L.L.P.P. 11 marzo 1988 volto a dimostrare la compatibilità fra l'intervento, le condizioni di dissesto ed il livello di rischio esistente"*.

Il modello geotecnico sviluppato per il progetto definitivo e l'analisi dei fenomeni di instabilità verificatisi nel passato lungo la tratta, già oggetto di specifici studi, hanno indicato la necessità di intervenire con opere di stabilizzazione ogni qual volta si realizzino sbancamenti di altezza modesta ( $\cong 2$  m) o rilevati di altezza superiore a 4 ÷ 5 m.

Sulla base di tali osservazioni ed in particolare delle esigenze richieste dalle NTA del PAI (art. 12), il progetto di ampliamento è stato sviluppato cercando di limitare al minimo gli allargamenti della sede autostradale verso monte che renderebbero necessari scavi di sbancamento (considerata la maggior sensibilità delle condizioni di stabilità dei versanti a tale intervento), optando per un allargamento asimmetrico del rilevato verso valle.

La presente relazione, redatta in conformità al D.M. 11 marzo 1988, ha per oggetto la verifica strutturale e geotecnica dell'ampliamento alla 3<sup>a</sup> corsia dell'Autostrada A14 tra la progressiva km 200+986 e la progressiva km 201+292. In particolare nella tratta compresa tra la progressiva km 201+191 e la progressiva km 201+292 si è verificato che l'opera di consolidamento esistente (opera 12 BIS) fosse in grado di garantire la stabilità della struttura anche a seguito dell'allargamento autostradale, mentre nella tratta compresa tra la progressiva km 200+986 e la progressiva km 201+191 si è progettato e verificato un adeguato intervento di consolidamento (opera 12).

La scelta della tipologia di intervento prevista in progetto deriva, oltre che da specifiche analisi svolte e nel seguito descritte, da considerazioni relative ad interventi analoghi eseguiti in precedenza e risultati efficaci.

Si specifica che si è ritenuto di non dover procedere a verifiche di stabilità globale del versante ma solo della porzione direttamente interessata dall'alterazione dell'equilibrio generato dall'allargamento, verificando il grado di stabilità delle possibili superfici di rottura che hanno come limite di monte la larghezza della carreggiata stradale. Si ritiene, infatti, non congruente con i fenomeni che avvengono a scala di versante che eventuali fenomeni gravitativi particolarmente estesi e profondi, in grado di interessare una porzione di pendio più ampia di quella considerata, siano innescati o aggravati dal limitato allargamento della sede autostradale in progetto.

L'area di studio ricade nel comune di Senigallia (AN), classificato come zona sismica 2, in accordo all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20.03.03, n. 3274.

## 2 RIFERIMENTI

### 2.1 Normative e raccomandazioni

- 2.1.1 Legge 1086 del 05.11.1971 “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato”.
- 2.1.2 D.M. 09.01.1996 “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- 2.1.3 D.M. 16.01.1996 “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”.
- 2.1.4 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”.
- 2.1.5 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”.
- 2.1.6 Raccomandazioni AICAP “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce” (maggio 1993).
- 2.1.7 Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20.03.03, n. 3274 (G.U. 08.05.03).
- 2.1.8 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.

### 2.2 Documentazione di progetto

- 2.2.1 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”.
- 2.2.2 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:

2.2.3 SPEA Ingegneria Europea "Autostrada A14 Bologna-Bari-Taranto - Ampliamento alla terza corsia tratto Senigallia-Ancona Nord. Progetto definitivo. Relazione Geologica e Geomorfologica". Novembre 2004.

2.2.4 SPEA Ingegneria Europea "Autostrada A14 Bologna-Bari-Taranto - Ampliamento alla terza corsia tratto Senigallia-Ancona Nord. Progetto definitivo. Relazione Geotecnica". Novembre 2004.

2.2.5 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.

## **2.3 Riferimenti bibliografici principali**

2.3.1 Lancellotta R., 1993, "Geotecnica" – Zanichelli, Bologna, 2a ed., 555pp

2.3.2 Bustamante M. e Doix B., 1985, "Une Méthode pour le Calcul des Tirants et des Micropieux Injectés", Bull. Liaison Labo. P. et Ch. N. 140, nov dic 1985 – Réf. 3047.

2.3.3 Mononobe N., and Matuo H., 1929, "On the determination of earth pressure during earthquakes", Proceedings of World Engineering conference, Vol.9.

2.3.4 Okabe S., 1926, "General theory of earth pressure", Journal, Japanese Society of Civil engineers, Vol.12, No.1.

2.3.5 Janbu N., 1973, "Slope stability computations", Casagrande Volume. Embankment Dam Engineering. John Wiley & Sons ed.

2.3.6 Ito T. e Matsui T., 1975, "Method to stabilize lateral force acting on stabilizing piles", Soil and Foundations, Vol. 15 n. 4.

### 3 QUADRO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO E CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEL TRATTO IN ESAME

#### 3.1 Inquadramento litologico e geotecnico

Sotto il profilo litologico, nella tratta in esame vengono riconosciuti due gruppi principali di depositi, di età compresa tra il Pliocene e l'Olocene (rif. 2.2.3).

In particolare, procedendo dall'unità più recente alla più antica, si possono distinguere:

- successioni continentali quaternarie;
- successioni marine plio-quaternarie, all'interno delle quali è possibile effettuare una suddivisione in “*depositi del ciclo di chiusura*” e “*depositi di avanfossa adriatica*”.

Le successioni continentali quaternarie sono costituite da depositi alluvionali, indicati in rif. 2.2.3 con la sigla **a<sub>2</sub>**, affioranti generalmente fino ad una quota di 15÷20m dal fondovalle dei principali corsi d'acqua e costituiti da ghiaie frammiste a sabbie, con intercalazioni di argille, limi e sabbie. In questa unità sono inclusi anche depositi deltizi e di spiaggia, attuali e recenti, costituiti da sabbie quarzose a granulometria medio fine sciolte o debolmente addensate. Lungo i pendii sono talora presenti depositi eluvio-colluviali olocenici, indicati con la sigla **ec**, costituiti prevalentemente da terriccio di colore rossastro generalmente di natura argilloso-sabbiosa.

Le successioni marine plio-quaternarie del ciclo di chiusura, indicate con la sigla **Q<sub>a</sub>**, sono costituite prevalentemente da depositi argilloso-limosi con locali intercalazioni sabbiose.

I depositi pliocenici di avanfossa, indicati con la sigla **P<sub>a</sub>**, sono costituiti da argille e limi con sottili intercalazioni sabbiose che raramente superano il decimetro di spessore. Il deposito possiede superficialmente una caratteristica colorazione tra l'avana ed il giallo ocra, indicativa di processi di ossidazione connessi a circolazione idrica epidermica.

Sotto il profilo geotecnico, le unità litologiche presenti nell'area di studio sono state raggruppate in categorie omogenee sulla base delle comuni caratteristiche meccaniche.

In particolare, nella tratta di competenza, sono presenti le seguenti unità geotecniche:

- **A<sub>1</sub>** raggruppa tutti i depositi e le alluvioni attuali costituiti da materiali limoso argillosi: **a<sub>2</sub>** ed **ec**. Comprende anche le formazioni geologiche **a<sub>2a</sub>** e **dt** non affioranti lungo la tratta in esame;
- **P<sub>1</sub>** raggruppa tutti i depositi plio-pleistocenici limoso argillosi **Q<sub>a</sub>** e **P<sub>a</sub>**. Per questa categoria geotecnica, in fase di progettazione esecutiva, è stata ritenuta opportuna un'ulteriore suddivisione in due sottounità:

**P<sub>1a</sub>** rappresenta la porzione superiore degradata dell'unità **P<sub>1</sub>**, sede di dissesti gravitativi in atto o quiescenti. Il decadimento dei parametri di resistenza è in genere riconducibile a processi di completo rammollimento per circolazione idrica negli interstrati sabbiosi ed a fenomeni di rottura progressiva del versante. L'unità è caratterizzata da spessori variabili lungo la tratta, con limite inferiore in genere compreso tra i -6m ed i -12m dal piano campagna. Da un punto di vista litologico comprende depositi limosi e argillosi, a tratti debolmente sabbiosi e/o con intercalazioni sabbiose da millimetriche a centimetriche;

**P<sub>1</sub>** rappresenta la porzione inferiore dell'unità, raramente affiorante, costituita da argille e argille limose di colore grigio azzurro molto consistenti con intercalazioni millimetriche di sabbie fini.

La caratterizzazione meccanica di queste unità è compiutamente illustrata nella Relazione geotecnica di progetto (rif. 2.2.4), alla quale si rimanda per gli opportuni approfondimenti.

Nelle tabelle 3.1 e 3.2 in allegato sono richiamati i principali parametri geotecnici di riferimento per le unità **P<sub>1</sub>** e **A<sub>1</sub>**. I parametri della sottounità **P<sub>1a</sub>** si ipotizzano per condizioni di completo rammollimento (perdita di coesione intercetta) o per resistenza residua, in caso di dissesti pregressi attivi o quiescenti.

### 3.2 Schematizzazione stratigrafica e geotecnica dell'area d'intervento

L'intervento in progetto ricade interamente nell'area di affioramento dell'unità geotecnica  $P_1$  e della relativa coltre superficiale  $P_{1a}$ .

Per la definizione dello schema stratigrafico e geotecnico di calcolo si è fatto riferimento, in aggiunta agli studi ed alle stime di cui al rif. 2.2.4, ai dati di sito e di laboratorio provenienti dalle seguenti indagini:

- sondaggi, I104, I105, effettuati nel quadro degli interventi di consolidamento del dissesto alla progressiva 200+900 (rif. 2.2.1) attrezzati per l'esecuzione sia di misure del livello di falda sia di misure inclinometriche;
- sondaggio E4/S16bis. attrezzato per l'esecuzione di misure del livello di falda.

Per quanto attiene alle condizioni di stabilità morfologica dell'area, gli studi condotti nel quadro del Piano stralcio di bacino per l'Assetto Idrogeologico (rif. 2.1.8) individuano per il sito d'intervento, fino a circa la progressiva 201+070, un areale di rischio per frana di livello R4 associato ad un fenomeno gravitativo con pericolosità di livello P3 (cod. F-10-0009).

In questo contesto, nelle immediate vicinanze dell'area d'intervento non si hanno evidenze certe di dissesti in atto o pregressi; va però segnalato che in prossimità della zona in esame (circa 50 m a nord e 100 m a sud) si sono manifestati dissesti gravitativi (inclinometri I104 e I105) che hanno reso necessaria l'attuazione di interventi strutturali di consolidamento (rif. 2.2.1).

In relazione alla schematizzazione stratigrafica e geotecnica di progetto, l'assunzione di calcolo adottata, comune alle altre opere di presidio lungo la tratta autostradale, ipotizza la presenza di una coltre superficiale instabile (parte dell'unità  $P_{1a}$ ) sede di movimenti in atto e/o pregressi. Per le verifiche a lungo termine, vengono pertanto adottati parametri di resistenza al taglio residua in condizioni drenate:  $c' = 0$  e  $\phi' = \phi'_r \neq 0$ .

Al di sotto di questo intervallo si considera presente uno strato stabile, non interessato da movimenti gravitativi in atto o pregressi di diretta rilevanza per le opere in progetto o, per converso, coinvolto in movimenti gravitativi lenti e profondi

a scala di versante, nei riguardi dei quali le opere in progetto non possono assolvere ad alcun contributo di stabilizzazione.

Sulla base delle assunzioni sopra richiamate e dall'analisi dei dati di sito e di laboratorio disponibili, si ipotizza il seguente schema stratigrafico e geotecnico di calcolo. I valori proposti provengono dalle prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati prelevati nei sondaggi (vedi tabella seguente).

Sondaggio	Campione	Profondità (m)	Prove
E4/S16bis	A	6,00	Taglio diretto residua
E4/S16bis	C	18,00	Taglio diretto, Taglio diretto residua, Triassiale UU

Terreni di copertura (coltre instabile)

Limite inferiore	$z_1 = -5 \div (-6)$	m da p.c.
Peso unitario di volume naturale:	$\gamma_n = 19 \div 20$	kN/m <sup>3</sup>
Angolo di resistenza al taglio drenata residuo:	$\phi'_r = 12 \div (15)$	°
Resistenza al taglio drenata:	$c' = 0$	kPa
Resistenza al taglio non drenata:	$c_u = 150 \div (250)$	kPa
Modulo di Young a piccole deformazioni:	$E'_0 = 15 \div (20)$	MPa

Terreni di base

Limite inferiore	$z_2 = \text{oltre } -30$	m da p.c.
Peso unitario di volume naturale:	$\gamma_n = 20 \div 21$	kN/m <sup>3</sup>
Parametri di resistenza al taglio drenata di picco:	$\phi'_p = (26) \div 28$	°
Resistenza al taglio drenata:	$c' = 10 \div (20)$	kPa
Resistenza al taglio non drenata:	$c_u = 250 \div (450)$	kPa
Modulo di Young a piccole deformazioni:	$E'_0 = 60 \div (65)$	MPa

Il livello di falda assunto nei calcoli è stato ricavato dalle letture nei piezometri, Pz104 e Pz105, da cui deriva una falda con soggiacenza minima pari a 3 m dal locale piano campagna.

Per il materiale costituente il rilevato si sono assunti i seguenti parametri:

Rilevato

$$\gamma_n = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi' = 35^\circ$$

$$c' = 0.0$$

$$E' = 35 \text{ MPa} \text{ modulo elastico operativo}$$

## 4 PROBLEMATICHE PROGETTUALI E DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI STABILIZZAZIONE

### 4.1 Problematiche progettuali

L'ampliamento alla terza corsia del tratto autostradale dell'A14 compreso tra le progressive chilometriche 200+986 ÷ 201+292 comporta un allargamento del rilevato esistente verso valle (lato Mare Adriatico), in corrispondenza della carreggiata Nord.

Come già evidenziato in precedenza, l'esperienza accumulata lungo la tratta in oggetto indica che la costruzione di rilevati di altezza superiore a 4 ÷ 5 m dà generalmente origine a fenomeni di instabilità della coltre superficiale. Tale osservazione ha indicato la necessità di intervenire nel tratto in studio con interventi di stabilizzazione in grado di prevenire la formazione dei fenomeni stessi con adeguati margini di sicurezza. L'intervento di stabilizzazione adottato è costituito da una paratia di pali di grande diametro tirantati in testa. La validità di questa tipologia di opera è stata verificata in molteplici interventi di manutenzione straordinaria realizzati nel corso degli ultimi anni nella stessa tratta e ulteriormente validata dalle analisi progettuali riportate nei capitoli successivi.

Il presente documento, dunque, verifica l'intervento di consolidamento esistente (pk 201+191 ÷ pk 201+292) e definisce quello necessario (pk 200+986 ÷ pk 201+191) affinché l'allargamento autostradale possa essere realizzato nel rispetto della legislazione vigente ed in particolare della più recente normativa tecnica riguardante le costruzioni in zona sismica.

### 4.2 Descrizione degli interventi di stabilizzazione

L'intervento esistente, che si estende dalla progressiva chilometrica 201+191 alla progressiva chilometrica 201+292 a valle della sede autostradale (carreggiata Nord) per complessivi 101 m, consiste in una paratia di pali in c.a. trivellati, collegati in testa da una trave di coronamento in c.a., che funge da contrasto ad un ordine di tiranti.

I pali hanno diametro  $D=1500$  mm, lunghezza totale pari a 11 m, sono posti ad interasse costante pari a 2,0 m.

I tiranti hanno interasse pari a 4,0 m, sono inclinati di  $18^\circ$  rispetto all'orizzontale e sono armati con 5 trefoli in acciaio da 0,6"; la loro lunghezza totale è pari a 34 m, di cui 14 m sono relativi al bulbo di ancoraggio, realizzato con la tecnica delle iniezioni multiple ripetute. Il pretiro iniziale è pari a 480 kN, tenendo conto di un detensionamento nel tempo pari al 20% del pretiro originario.

La trave di coronamento è alta 1,4 m, larga 2,5 m e viene armata con  $5+5\phi 22$  barre di acciaio FeB44K al metro, 5 nel lembo superiore e 5 in quello inferiore.

L'intervento proposto, che si estende dalla progressiva chilometrica 200+986 alla progressiva chilometrica 201+191 a valle della sede autostradale (carreggiata Nord) per complessivi 195 m, consiste anch'essa in una paratia di pali in c.a. trivellati, collegati in testa da una trave di coronamento in c.a., che funge da contrasto ad un ordine di tiranti.

I pali hanno diametro  $D=1200$  mm, lunghezza totale pari a 15 m, sono posti ad interasse costante pari a 1,7 m e sono armati con  $30\phi 26$  barre di acciaio FeB44K.

I tiranti hanno interasse pari a 3,4 m, sono inclinati di  $25^\circ$  rispetto all'orizzontale e sono armati con 5 trefoli in acciaio da 0,6"; la loro lunghezza totale è pari a 30 m, di cui 15 m sono relativi al bulbo di ancoraggio, realizzato con la tecnica delle iniezioni multiple ripetute. Il pretiro iniziale è pari a 340 kN. La lunghezza libera dei tiranti è stata determinata geometricamente in modo che il bulbo di ancoraggio degli stessi fosse completamente collocato all'interno della formazione di base stabile.

La trave di coronamento è alta 1,0 m, larga 1,6 m e viene armata con  $5+5\phi 22$  barre di acciaio FeB44K al metro, 5 nel lembo superiore e 5 in quello inferiore.

L'elevazione al piede del rilevato collegata alla trave di coronamento (viene inghisata alla trave di coronamento) ha altezza massima pari a 1,40 m, larghezza della base di 0,54 m e spessore in testa di 0,40 m.

Si prevede di armare il muro di sostegno con 4 $\phi$ 22 al metro disposti su due file all'intradosso ed estradosso della struttura.

Le fasi esecutive sono descritte negli elaborati grafici relativi all'opera in oggetto.

L'opera è oggetto di uno specifico programma di monitoraggio geotecnico predisposto dall'Ufficio GEI MOI del Polo di GeoIngegneria della Società SPEA Ingegneria Europea. In particolare è prevista l'installazione di celle di carico in corrispondenza delle teste dei tiranti. In funzione dell'esito del monitoraggio delle celle di carico installate sui tiranti, la DL, sentito il parere del Progettista, dovrà, qualora necessario, predisporre un'intergrazione della tirantatura, realizzando ulteriori tiranti attivi nei fori comunque predisposti lasciati in corrispondenza del muro in fase realizzativa ( $\varnothing$  200,  $i = 3.4$  m ad una quota -0.50 m da testa muro). Le caratteristiche di questi tiranti, in termini di  $L_{libera}$ ,  $L_{bulbo}$  e numero di trefoli, verranno tempestivamente comunicate dal Progettista alla D.L.

## 5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

I materiali hanno le seguenti caratteristiche:

- Calcestruzzo per pali:  $R_{ck} = 25$  MPa (ipotizzato per pali esistenti)  
 $R_{ck} = 30$  MPa (pali in progetto)

Calcestruzzo per travi di coronamento ed elevazione:  $R_{ck} = 25$  MPa (esistente)

$R_{ck} = 35$  MPa (in progetto)

- Acciaio per armatura: FeB44K controllato in stabilimento
- Acciaio trefoli 0,6":  $f_{ptk} \geq 1860$  MPa,  $f_{p(1)k} \geq 1670$  MPa

Le verifiche strutturali vengono svolte secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite, facendo riferimento alle resistenze di progetto di seguito riportate:

### Calcestruzzo armato

Resistenza cilindrica a compressione di calcolo:

$$f_{cd} = \frac{0,83 \cdot R_{ck}}{\gamma_c} \quad (N/mm^2)$$

dove:

$\gamma_c = 1,6$  coefficiente di sicurezza sui materiali

Resistenza caratteristica a trazione semplice:

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot \left( 0,27 \cdot \sqrt[3]{R_{ck}^2} \right) \quad (N/mm^2)$$

Resistenza di calcolo a trazione semplice:

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c \quad (N/mm^2)$$

### Acciaio per armatura

Tensione di snervamento di calcolo:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (N/mm^2)$$

dove:

$f_{yk} = 430$  MPa tensione caratteristica di snervamento per acciaio FeB44K.

$\gamma_s = 1,15$  coefficiente di sicurezza sui materiali

## 6 VERIFICA DELL'OPERA ESISTENTE (KM 201+191 – KM 201+292)

Le analisi per il dimensionamento e la verifica dell'intervento sono state eseguite secondo la procedura descritta nel seguito. Nei calcoli sono stati utilizzati i programmi di calcolo PRO\_STAB (impiegando il metodo di Janbu), Paratie 6.1, Geostru (Sezioni in CA) e Group 5.0.

La procedura di calcolo seguita determina le azioni di progetto agenti sull'opera di stabilizzazione, in analogia ad un approccio allo stato limite ultimo (SLU). Infatti, si considerano azioni SLU le forze agenti sull'opera in progetto che permettono di garantire un coefficiente di sicurezza pari a 1,3 in condizioni statiche ed 1,1 in condizioni sismiche alla superficie critica di rottura del pendio nella configurazione finale del rilevato autostradale.

Le sezioni di calcolo rappresentative dell'intervento esistente sono state definite allo scopo di massimizzare le azioni instabilizzanti sull'opera. Tutte le considerazioni e analisi successive fanno quindi riferimento alla sezione riportata nella Figura 6.1.

Nelle condizioni finali di progetto, con l'allargamento alla terza corsia della sede autostradale ma in assenza dell'opera di stabilizzazione (esistente), è stata effettuata un'analisi di stabilità del pendio. L'analisi ha confermato che il fattore di sicurezza del pendio risulta inferiore al valore imposto dalla normativa vigente e che pertanto è necessario intervenire con un'opera di stabilizzazione in grado di assicurare i limiti di norma.

Per quanto concernente l'intervento esistente, si è ripresa poi la superficie di rottura precedentemente individuata sulla base di letture inclinometriche ed evidenze rinvenute in sito (si veda Figura 7 di cui al rif. 2.2.1 –superficie S1), e si è proceduto alla verifica dell'opera come indicato nel seguito (Figura 6.2).

### 6.1 Determinazione delle azioni di progetto

Per la definizione delle azioni di progetto, si è ricercata la forza orizzontale necessaria a stabilizzare il cuneo di monte della superficie critica individuata, in assenza del volume di terreno a valle dell'opera stessa.

Si è identificata dapprima la forza in grado di garantire al cuneo di monte un fattore di sicurezza  $F_s$  pari a 1,0, nelle condizioni attuali del pendio e del rilevato autostradale (precedenti l'allargamento). La forza è stata posta in corrispondenza dell'allineamento all'opera (Figura 6.3); si è ottenuto un valore di forza stabilizzante pari a:

Intervento	<b>F</b> [kN/m]
12bis	265

Un'ulteriore analisi è stata effettuata per garantire un fattore di sicurezza al cuneo di monte pari a 1,3, nella configurazione finale di progetto (Figura 6.4). La forza stabilizzante necessaria risulta pari a:

Intervento	<b>F</b> [kN/m]
12bis	480

Infine si è valutata la forza stabilizzante necessaria a garantire al cuneo di monte, nelle condizioni finali di progetto, un fattore di sicurezza pari ad 1,1. La forza determinata risulta pari a:

Intervento	<b>F</b> [kN/m]
12bis	400

Analisi analoghe sono state ripetute per il cuneo di terreno a valle dell'opera, andando ad individuare le forze massime applicabili, in grado di garantire, rispettivamente, un fattore di sicurezza pari a 1,0 / 1,1 / 1,3 (Figura 6.5):

Intervento	F <sub>s</sub>	F [kN/m]
12bis	1,0	300
	1,1	262
	1,3	203

Tutte le analisi sono state svolte non considerando il sovraccarico da traffico autostradale.

## 6.2 Determinazione dei coefficienti di spinta attiva e passiva equivalenti ( $k^*$ )

Le forze orizzontali, determinate dalle analisi di stabilità precedenti, hanno consentito di calcolare i coefficienti di spinta attiva equivalenti ( $k^*_{ai}$ ,  $k^*_{a 1,1}$ ,  $k^*_{a 1,3}$ ) e passiva equivalenti ( $k^*_{pi}$ ,  $k^*_{p 1,1}$ ,  $k^*_{p 1,3}$ ), ovvero quei valori tali per cui la risultante delle spinte a monte e a valle dell'opera, rispettivamente, uguagliano le forze trovate al § 6.1, relativi alla coltre instabile e necessari per la definizione del modello di calcolo di dimensionamento degli interventi. In particolare, i coefficienti di spinta equivalenti sono stati valutati a partire dalla schematizzazione di Figura 6.6, per ciascuno dei casi studiati.

Il sovraccarico laterale viene definito considerando il peso del terreno situato a monte dell'opera di stabilizzazione, rispetto all'orizzontale passante per la testa dell'opera stessa. La larghezza per la quale si considera agente il sovraccarico laterale è pari alla profondità dell'intervento di stabilizzazione, assumendo così una diffusione a 45° del carico in profondità.

Valutazione del coefficiente di spinta attiva  $k^*_{ai}$ ,  $k^*_{a 1,1}$ ,  $k^*_{a 1,3}$  per  $F_s = 1,0 / 1,1 / 1,3$ :

### Intervento esistente (pk 201+191 ÷ pk 201+292)

q perm	18.25	kN/m <sup>2</sup>
q acc	0	kN/m <sup>2</sup>
g	20	kN/m <sup>3</sup>
gw	10	kN/m <sup>3</sup>
h=he	4.5	m
hw	3	m
(h-hw)	1.5	m
<b>H</b>	<b>265</b>	kN/m
S1	10.44161	kN/m
S2	83.53284	kN/m
S3	83.53284	kN/m
S4	76.24271	kN/m
Sw	11.25	kN/m
<b>k<sup>*</sup>i</b>	<b>0.928</b>	-

q perm	39.75	kN/m <sup>2</sup>
q acc	0	kN/m <sup>2</sup>
g	20	kN/m <sup>3</sup>
gw	10	kN/m <sup>3</sup>
h=he	4.5	m
hw	3	m
(h-hw)	1.5	m
<b>H</b>	<b>400</b>	kN/m
S1	11.81556	kN/m
S2	94.52449	kN/m
S3	94.52449	kN/m
S4	187.8855	kN/m
Sw	11.25	kN/m
<b>k<sup>*</sup> 1,1</b>	<b>1.050</b>	-

q perm	39.75	kN/m <sup>2</sup>
q acc	0	kN/m <sup>2</sup>
g	20	kN/m <sup>3</sup>
gw	10	kN/m <sup>3</sup>
h=he	4.5	m
hw	3	m
(h-hw)	1.5	m
<b>H</b>	<b>480</b>	kN/m
S1	14.24706	kN/m
S2	113.9765	kN/m
S3	113.9765	kN/m
S4	226.55	kN/m
Sw	11.25	kN/m
<b>k<sup>*</sup> 1,3</b>	<b>1.266</b>	-

Valutazione del coefficiente di spinta passiva  $k^*_{pi}$ ,  $k^*_{p 1,1}$ ,  $k^*_{p 1,3}$  per  $Fs = 1,0 / 1,1 / 1,3$ :

Intervento esistente (pk 201+191 ÷ pk 201+292)

q perm	0	kN/m <sup>2</sup>
q acc	0	kN/m <sup>2</sup>
g	20	kN/m <sup>3</sup>
gw	10	kN/m <sup>3</sup>
h=he	4.5	m
hw	3	m
(h-hw)	1.5	m
<b>H</b>	<b>300</b>	kN/m
S1	16.98529	kN/m
S2	135.8824	kN/m
S3	135.8824	kN/m
S4	0	kN/m
Sw	11.25	kN/m
k*pi	1.510	-

q perm	0	kN/m <sup>2</sup>
q acc	0	kN/m <sup>2</sup>
g	20	kN/m <sup>3</sup>
gw	10	kN/m <sup>3</sup>
h=he	4.5	m
hw	3	m
(h-hw)	1.5	m
<b>H</b>	<b>262</b>	kN/m
S1	14.75	kN/m
S2	118	kN/m
S3	118	kN/m
S4	0	kN/m
Sw	11.25	kN/m
k*p 1,1	1.311	-

q perm	0	kN/m <sup>2</sup>
q acc	0	kN/m <sup>2</sup>
g	20	kN/m <sup>3</sup>
gw	10	kN/m <sup>3</sup>
h=he	4.5	m
hw	3	m
(h-hw)	1.5	m
<b>H</b>	<b>203</b>	kN/m
S1	11.27941	kN/m
S2	90.23529	kN/m
S3	90.23529	kN/m
S4	0	kN/m
Sw	11.25	kN/m
k*p 1,3	1.003	-

### 6.3 Determinazione delle sollecitazioni nella paratia di pali e nei tiranti

Il calcolo delle sollecitazioni nei pali e nei tiranti è stato eseguito mediante l'impiego del programma di calcolo Paratie. Le fasi di calcolo sono riportate di seguito.

1. Inizializzazione del modello con fase geostatica. Per lo spessore di terreno da stabilizzare si pone  $k_0 = k^*_i$ ,  $k_a = k^*_{ai}$  e  $k_p = k^*_{pi}$ ; a profondità maggiori i coefficienti di spinta si valutano utilizzando le soluzioni disponibili in letteratura. A monte dell'opera di stabilizzazione s'impone un sovraccarico dovuto alla presenza del rilevato in progetto, del terreno in sito posto al di sopra dell'orizzontale per la testa della paratia ed al carico accidentale causato dal traffico veicolare (20 kPa). Il sovraccarico viene schematizzato mediante uno o più carichi nastriformi di larghezza finita e pari alla profondità dei pali/diaframma, come detto precedentemente.
2. Inserimento dell'opera di presidio.
3. Scavo per inserimento dei tiranti.
4. Inserimento e tesatura dei tiranti.
5. Analisi statica. Incremento delle spinte di monte ponendo  $k_a = k^*_{a\ 1,3}$  e contestualmente decremento delle spinte di valle ponendo  $k_p = k^*_{p\ 1,3}$ . Inserimento in testa alla paratia delle sollecitazioni fornite dall'elevazione vincolata alla trave di testa; l'elevazione viene schematizzata come una trave incastrata sollecitata dalla spinta del terreno e dalla spinta idrostatica (cautelativamente si considera un'altezza d'acqua pari a 1,20 m dalla base della trave di coronamento, cioè fino alla base del materiale drenate alle spalle del muro). I fattori amplificativi delle azioni per le verifiche allo stato limite ultimo in condizioni statiche fanno riferimento al D.M. 96 (rif. 2.1.3).
6. Valutazione delle sollecitazioni interne. Le sollecitazioni interne così determinate vengono assimilate a sollecitazioni allo stato limite ultimo.

7. Analisi sismica pseudostatica. L'analisi in condizioni sismiche è condotta calcolando la spinta sismica agente sulla struttura mediante la formula di Mononobe – Okabe. L'altezza sulla quale si calcola l'incremento di spinta sismica è pari allo spessore della coltre instabile, la quale viene considerata come un carico distribuito su tale altezza. Nel presente caso l'incremento di spinta sismica ( $S_{paratia}$ ) è pari a:

Intervento	$S_{paratia}$ [kN/m]
12bis	81,22

L'analisi delle sollecitazioni viene effettuata con lo stesso modello di calcolo utilizzato per l'analisi statica, ponendo  $k_a = k_{a1,1}^*$ , e contestualmente  $k_p = 0,7 \times k_{p1,1}^*$ . Tali ipotesi derivano dai risultati dagli studi effettuati da SPEA (Monografia 6 – rif. 2.2.1) e già citati in precedenza.

Viene applicata al modello anche la forza inerziale della struttura soggetta a sisma data dalla seguente espressione:

$$F_i = S \times W \times a_g$$

dove

$F_i$  = forza inerziale che deve essere applicata come un carico distribuito su tutta l'altezza della paratia

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

$W$  = peso della struttura

$a_g$  = accelerazione di picco del sito in esame normalizzata a g (nel caso in esame  $a_g = 0,19$ , secondo quanto anticipato precedentemente).

Per il caso in esame si ottiene:

Intervento	$F_i$ [kN/m]
12bis	57,71

8. Valutazione delle sollecitazioni interne. Le sollecitazioni interne così determinate vengono assimilate a sollecitazioni allo stato limite ultimo.

Nella seguente tabella si riassume la stratigrafia di riferimento ed i relativi valori dei coefficienti di spinta.

Intervento esistente (pk 201+191 ÷ pk 201+292)

Stratigrafia e coefficienti di spinta					
Strato	Profondità [m]		$k_0$	$k_a$	$k_p$
	da	a	[-]	[-]	[-]
Coltre instabile	0	4.5	$k_i^* = 0,928$	$k_{a1.1}^* = 1,05$ $k_{a1.3}^* = 1,266$	$k_{pi}^* = 1,51$ $k_{p1.1}^* = 1,311$ $k_{p1.3}^* = 1,003$
Coltre stabile	4.5	6	0,7921	0,608	1,693
Terreno di base	6	in poi	0,5305	0,317	3,929

I tabulati di output del programma Paratie relativi alle analisi svolte sono riportate in Allegato 1. Nel seguito vengono invece riassunti i risultati principali.

Intervento esistente (pk 201+191 ÷ pk 201+292)

	<b>Caso statico</b>	<b>Caso sismico</b>
Spostamento max paratia [mm]	6	7
Momento max [kNm/m]	283,78	301,86
Taglio max [kN/m]	160,11	165,78
Tiro max tirante [kN/m]	134,6	136,0
Spinta passiva mobilitata [%]	27	28

#### 6.4 Verifica della lunghezza del bulbo di ancoraggio dei tiranti

La valutazione teorica della lunghezza del bulbo di ancoraggio dei tiranti è stata effettuata a partire dalla seguente condizione di equilibrio:

$$N_{b\lim} \cdot F_s = \pi \cdot D \cdot l \cdot \tau_{\lim}$$

da cui si ricava:

$$N_{b\lim} = \frac{\pi \cdot D \cdot l \cdot \tau_{\lim}}{F_s}$$

con:

$N_{b\lim}$ : resistenza limite del bulbo di ancoraggio

$D$ : diametro del bulbo di ancoraggio

$l$ : lunghezza del bulbo di ancoraggio

$\tau_{\lim}$ : aderenza unitaria media limite tra bulbo di ancoraggio e terreno

$F_s$ : coefficiente di sicurezza globale, che si assume pari a 2,5 per gli ancoraggi permanenti

$N_q$ : tiro massimo del tirante

Nel caso in esame si sono utilizzate iniezioni multiple ripetute e si è fatto riferimento alle Raccomandazioni AICAP (rif. 2.1.6) e a Bustamante e Doix (rif. 2.3.2) essendo:

$$D = D_n \cdot \alpha$$

$D_n$ : diametro nominale della perforazione = 150 mm

$\alpha$ : coefficiente empirico funzione della natura del terreno e delle tecniche esecutive dei tiranti = 1,6 (iniezioni multiple ripetute)

$$\tau_{lim} = 200 \text{ kPa}$$

Per quanto inerente l'intervento esistente, per una lunghezza del bulbo di ancoraggio pari a 14 m tale verifica risulta soddisfatta:

$$N_q = 544 \text{ kN} < N_{blim} = 840 \text{ kN}$$

## 6.5 Verifica dell'armatura dei tiranti

Nel tratto compreso tra la progressiva chilometrica 201+191 e la progressiva chilometrica 201+292 (intervento esistente), i tiranti sono armati con trefoli da 0,6" di acciaio avente tensione caratteristica all'1% di deformazione sotto carico  $f_{p(1)\%} = 1600 \text{ MPa}$ . Per la determinazione del carico ammissibile si è utilizzata la seguente espressione:

$$N_{s\ lim} = A_s \cdot 0,9 \cdot 0,6 \cdot f_{ptk}$$

dove:

$N_{s\ lim}$  = resistenza limite dell'armatura del tirante

$f_{ptk}$  = tensione caratteristica di rottura = 1770 MPa

$A_s$  = sezione trasversale dell'armatura

Essendo stati utilizzati 5 trefoli si ottiene:

$$N_q = 544 \text{ kN} < N_{s \text{ lim}} = 662 \text{ kN}$$

La verifica risulta dunque soddisfatta.

## 6.6 Verifica dell'armatura dei pali

### Intervento esistente (pk 201+191 ÷ pk 201+292)

Il momento flettente ed il taglio massimi agenti sul singolo palo per entrambi i casi sismico e statico vengono riportati nella tabella seguente:

	Caso statico	Caso sismico
Momento max [kNm]	567,56	603,72
Taglio max [kN]	320,22	331,56

Le verifiche sono state effettuate in accordo al metodo degli stati limite (D.M. 09/01/1996, rif. 2.1.2), andando a verificare la condizione di stato limite ultimo (SLU). Con calcestruzzo di classe  $R_{ck}=25$  MPa e con la seguente armatura minima (acciaio tipo FeB44K):

- Armatura longitudinale:  $10\phi 26$ ,
- Armatura trasversale: spirale  $\phi 10/20$  cm,

le verifiche a flessione risultano soddisfatte:

#### Caso statico:

$$M_{Sdu} = 567,56 \text{ kNm} < 1230,7 \text{ kNm} = M_{Rdu}$$

$$\frac{M_{Rdu}}{M_{Sdu}} = 6,3$$

#### Caso sismico:

$$M_{Sdu} = 603,72 < 1230,7 = M_{Rdu}$$

$$\frac{M_{Rdu}}{M_{Sdu}} = 5,9$$

dove  $M_{Rdu}$  è il momento flettente resistente ultimo della sezione.

Le verifiche a taglio risultano soddisfatte come nel seguito specificato:

Verifica conglomerato compresso

$$V_{Sdu} \leq V_{Rdu}$$

essendo:

$$V_{Rdu} = 0,3 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

in cui:

$f_{cd}$  = resistenza di calcolo a compressione

$b_w$  = larghezza minima della sezione misurata parallelamente all'asse neutro

$d$  = altezza utile della sezione

Caso statico:

$$V_{Sdu} = 320,22 \text{ kN} < 3818,87 \text{ kN} = V_{Rdu}$$

Caso sismico:

$$V_{Sdu} = 331,56 \text{ kN} < 3818,87 \text{ kN} = V_{Rdu}$$

Verifica armatura a taglio

$$V_{Sdu} \leq V_{cd} + V_{wd}$$

essendo:

$$V_{cd} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \cdot \delta$$

$$V_{wd} = A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot (0,9 \cdot d/s)$$

in cui:

$f_{ctd}$  = resistenza a trazione del conglomerato

$b_w$  = larghezza minima della sezione misurata parallelamente all'asse neutro

$d$  = altezza utile della sezione

$\delta = 1$  in presenza di flessione semplice o trazione ( $N_{Sdu} \leq 0$ ) con asse neutro che taglia la sezione.

$\delta = 0$  in presenza di sforzo di trazione ma con asse neutro esterno alla sezione.

$\delta = (1 + M_0 / M_{Sdu})$  in presenza compressione ( $N_{Sdu} > 0$ );  $M_0$  è il momento di decompressione riferito alla fibra estrema della sezione su cui agisce  $M_{Sdu}$ ,  $M_{Sdu}$  è il momento agente massimo di calcolo nella regione in cui si effettua la verifica a taglio, da assumersi almeno pari a  $M_0$  ( $\delta$ , di conseguenza, deve risultare sempre inferiore a 2).

$A_{sw}$  = area delle staffe

$f_{yd}$  = tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio

$s$  = passo delle staffe

Caso statico:

$$V_{Sdu} = 320,22 \text{ kN} < 968,76 \text{ kN} = V_{cd} + V_{wd}$$

Caso sismico:

$$V_{Sdu} = 331,56 \text{ kN} < 968,76 \text{ kN} = V_{cd} + V_{wd}$$

## 7 VERIFICA DELLA NUOVA OPERA IN PROGETTO (KM 200+986 – KM 201+292)

Nei calcoli sono stati utilizzati i programmi di calcolo SLOPE-W (impiegando il metodo di Bishop), Paratie 6.1, SEZ\_CA (sezioni in c.a.).

La sezione di calcolo rappresentativa dell'intervento in oggetto è stata definita allo scopo di massimizzare le azioni instabilizzanti sull'opera (sezione 13A km 201+312.41). Tale sezione è caratterizzata da un'altezza del muro di sostegno pari a 2.2 m e da una differenza di quota fra l'autostrada in allargamento e l'intradosso della fondazione del muro di sostegno pari a 6.3 m. Tutte le considerazioni e analisi successive fanno quindi riferimento a tale sezione (si veda la Figura 7.1).

La necessità di realizzare un'opera di stabilizzazione è giustificata dal fatto che l'analisi di stabilità eseguita nelle condizioni finali di progetto, con l'allargamento alla terza corsia della sede autostradale ma in assenza dell'opera di presidio, ha confermato che il fattore di sicurezza del pendio risulta inferiore al valore minimo prescritto dalla normativa vigente e che pertanto è necessario intervenire con un'opera in grado di assicurare i limiti di norma.

La procedura di calcolo seguita si basa sulla determinazione delle azioni di progetto agenti sull'opera di stabilizzazione. Si considerano come azioni le forze agenti sull'opera in progetto che permettono di garantire un coefficiente di sicurezza pari a 1.1 sulla stabilità dell'opera in condizioni statiche di esercizio. Le sollecitazioni risultanti da questa analisi vengono utilizzate sia per la verifica allo SLE che per la verifica allo SLF degli elementi strutturali. La scelta del valore del coefficiente di sicurezza F.S da garantire deriva anche dalle inevitabili incertezze legate alla parametrizzazione geotecnica dei terreni interessati e alla geometria dei cinematismi di instabilità considerati.

Viene poi eseguita una verifica in cui si applicano all'opera le azioni che corrispondono ad F.S. pari a 1.30 sulla stabilità dell'opera, le quali garantiscono anche la funzionalità dell'intervento in condizioni sismiche secondo l'approccio di

Newmark (crf. par. 7.4). Le sollecitazioni risultanti da tale analisi vengono utilizzate per eseguire la verifica allo SLU in condizioni statiche degli elementi strutturali.

Le verifiche di resistenza strutturale degli elementi in condizioni sismiche vengono eseguite applicando la sovra-spinta sismica, stimata a partire dall'approccio proposto dall'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri del 20.03.03, n. 3274, ad un'altezza di opera pari all'altezza fuori terra + 2m (vedi SPEA Ingegneria Europea Maggio 2004 (Rev.1) Autostrada A1 – A9 – A14 Ampliamento alla 3° Corsia A1 Tratto Fiano Romano GRA Roma A9 Tratto Lainate Como Sud (Grandate) A14 Tratto Rimini Nord – Pedaso Studi Specialistici Propedeutici alla Progettazione Definitiva e SIA – Monografia 6 A14 Azioni Sismiche di Progetto - Valutazione dell'impatto delle nuove Norme Tecniche per le costruzioni in zona sismica sulle opere all'aperto in ampliamento – Parte C: Dimensionamento e Verifica delle Opere di Sostegno e dei Pendii in Condizioni Sismiche).

## 7.1 Determinazione delle azioni di progetto (SLOPE/W)

Per la definizione delle azioni di progetto si è fatto ricorso ad analisi di stabilità eseguite con il programma SLOPE-W utilizzando il metodo di Bishop, in cui viene ricercata la forza orizzontale necessaria a stabilizzare il “cuneo” di monte spingente sull'opera di sostegno definito applicando un taglio verticale alla morfologia in corrispondenza dell'allineamento della paratia.

Vengono eseguite le seguenti analisi:

1. Nella configurazione geometrica iniziale (prima della realizzazione dell'allargamento dell'autostrada) ricerca in modo automatico della superficie passante per la base della coltre in asse alla futura opera avente fattore di sicurezza minimo (Figura 7.2).
2. Taglio del modello in corrispondenza dell'asse dell'opera su una altezza pari allo spessore della coltre e valutazione della forza in grado di garantire al cuneo di monte un fattore di sicurezza F.S. pari a 1.0 sulla superficie individuata al p.to precedente (condizioni precedenti

l'allargamento). Tale analisi viene ripetuta anche per il cuneo di terreno a valle dell'opera, individuando anche in questo la caso la forza in grado di garantire F.S. pari a 1.0.

$$F = 470 \text{ kN/m} \quad \text{lato monte (spinta attiva) \quad Figura 7.3}$$

$$F = 430 \text{ kN/m} \quad \text{lato valle (spinta passiva) \quad Figura 7.4}$$

A partire da tali forze vengono ricavati i coefficienti di spinta attiva e passiva equivalenti da utilizzare nella fase di inizializzazione del modello di PARATIE.

3. Nella configurazione geometrica finale (dopo l'allargamento dell'autostrada) ricerca in modo automatico della superficie passante per la base della coltre in asse alla futura opera avente fattore di sicurezza minimo (Figura 7.5).
4. Taglio della superficie individuata al p.to precedente - condizioni dopo l'allargamento dell'autostrada - in corrispondenza della paratia e valutazione delle forze dirette verso monte e verso valle tali da garantire F.S. pari a 1.1:

$$F = 705 \text{ kN/m} \quad \text{lato monte (spinta attiva) \quad Figura 7.6}$$

$$F = 403 \text{ kN/m} \quad \text{lato valle (spinta passiva) \quad Figura 7.7}$$

In questo caso l'assenza di terreno a valle è su una altezza totale di spinta comprensiva dello spessore della coltre instabile e dello spessore del muro solidale alla paratia. Questa analisi è finalizzata alla verifica strutturale in fase statica.

5. Sempre sulla stessa superficie (geometria finale) individuazione delle forze dirette verso monte e verso valle in grado di garantire F.S. pari a 1.30 :

$$F = 780 \text{ kN/m} \quad \text{lato monte (spinta attiva) \quad Figura 7.8}$$

$$F = 365 \text{ kN/m} \quad \text{lato valle (spinta passiva) \quad Figura 7.9}$$

Questa analisi è finalizzata alla verifica degli spostamenti dell'opera dovuti al sisma secondo il metodo di Newmark (1965).

6. Nella configurazione geometrica finale ricerca in modo automatico della superficie di minimo passante per il punto posto in asse opera ad una profondità pari all'altezza fuori terra + 2 m. Taglio della superficie individuata al punto precedente in corrispondenza della paratia ed individuazione delle forze dirette verso monte che garantiscono FS = 1.1 in condizioni sismiche ed in condizioni statiche (Figura 7.10). La differenza di queste due forze rapportata ad una altezza pari all'altezza fuori terra dell'opera + 2 m fornisce il valore della spinta sismica  $q = 10$  kPa da applicare nell'analisi di Paratie (verifiche di resistenza strutturale in condizioni sismiche dell'opera).

Tutte queste analisi, ad eccezione di quella sismica, vengono svolte considerando il sovraccarico da traffico autostradale pari a 20 kPa; la falda è posta alla quota di progetto.

Il punto di applicazione delle forze viene posizionato ad 1/3 dalla base dell'altezza totale di spinta.

Nelle analisi di stabilità in presenza di sisma, l'azione sismica è stata introdotta utilizzando il metodo pseudo-statico, andando ad assegnare il coefficiente di accelerazione orizzontale ( $k_h$ ), determinato a partire dall'accelerazione di progetto

$a_{max}$ :

$$a_{max} = S_T \cdot S \cdot a_g$$

dove:

$S_T$  = coefficiente di amplificazione topografica assunto pari a 1

$S$  = coefficiente amplificativi di deformabilità del terreno assunto pari a 1.25 (terreno tipo C secondo Ordinanza P.C.M. 3274/2003)

$a_g$  = accelerazione di picco su suolo roccioso assunto pari a 0.19 g

In questo caso si ottiene:  $a_{max} = 0.2375$  g

da cui si ricava:  $k_h = 0,5 \cdot \frac{a_{max}}{g} = 0.119$

## 7.2 Determinazione dei coefficienti di spinta attiva e passiva equivalenti (kequivalente)

Le forze orizzontali, determinate dalle analisi di stabilità precedenti, hanno consentito di calcolare i coefficienti di spinta attiva e passiva equivalenti, ovvero quei valori tali per cui la risultante delle spinte a monte e a valle dell'opera, rispettivamente, uguagliano le forze trovate precedentemente per i diversi livelli di sicurezza considerati.

In presenza di falda l'equazione che fornisce il valore della forza stabilizzante H è la seguente:

$H = \text{spinta efficace del terreno} + \text{spinta dell'acqua}$

essendo: spinta efficace del terreno = funzione di  $k_A$  equivalente,  $k_P$  equivalente

Considerando i seguenti dati:

Lato monte (spinta attiva) - *condizioni iniziali*

- $h$  = altezza di spinta = 6.0 m
- $h_w$  = profondità falda = 3.0 m
- $\gamma$  = peso di volume naturale = 20 kN/m<sup>3</sup>
- $\gamma'$  = peso di volume efficace = 10 kN/m<sup>3</sup>

Lato monte (spinta attiva) - *condizioni finali*

- $h$  = altezza di spinta = 8.8 m
- $h_w$  = profondità falda = 5.8 m
- $\gamma$  = peso di volume naturale = 20 kN/m<sup>3</sup>
- $\gamma'$  = peso di volume efficace = 10 kN/m<sup>3</sup>

Lato valle (resistenza passiva)

$h$  = altezza di spinta = 6.0 m

$h_w$  = profondità falda = 3.0 m

$\gamma$  = peso di volume naturale = 20 kN/m<sup>3</sup>

$\gamma'$  = peso di volume efficace = 10 kN/m<sup>3</sup>

Si sono ottenuti i seguenti valori:

#### SPINTA ATTIVA

Geometria iniziale F.S. = 1.0 H = 1170 kN/m  $k_{A \text{ equivalente}} = 1.546$

Geometria finale F.S. = 1.1 H = 1620 kN/m  $k_{A \text{ equivalente}} = 0.846$

Geometria finale F.S. = 1.3 H = 1780 kN/m  $k_{A \text{ equivalente}} = 0.938$

#### RESISTENZA PASSIVA

Geometria iniziale F.S. = 1.0 H = 1170 kN/m  $k_{P \text{ equivalente}} = 1.546$

Geometria finale F.S. = 1.1 H = 1085 kN/m  $k_{P \text{ equivalente}} = 1.417$

Geometria finale F.S. = 1.3 H = 1005 kN/m  $k_{P \text{ equivalente}} = 1.296$

Si fa presente che il valore di  $k_P$  determinato con le analisi di stabilità è stato sempre confrontato con il valore delle soluzioni di letteratura di Muller-Breslau ed è stato posto uguale a quest'ultimo, qualora inferiore.

### 7.3 Analisi sforzi-deformazioni (PARATIE 6.2)

Il calcolo delle sollecitazioni nei pali e nei tiranti è stato eseguito mediante l'impiego del programma di calcolo Paratie 6.2. Le fasi di calcolo sono riportate di seguito.

9. Inizializzazione del modello con fase geostatica in cui la posizione del piano campagna coincide con quello iniziale (-3.4 m da testa paratia). Sullo spessore della coltre si fissano i seguenti valori dei coefficienti di spinta (*condizioni iniziali*), nell'ipotesi di livello di sicurezza con F.S. 1.0:

$$k_A = k_{A \text{ equivalente}} = 1.350 \quad \text{lato monte}$$

$$k_0 \approx k_{A \text{ equivalente}} = 1.350$$

$$k_P = k_{P \text{ equivalente}} = 1.223 \quad \text{lato valle}$$

Per il substrato sottostante i coefficienti di spinta si valutano utilizzando gli approcci disponibili in letteratura (tenendo conto dell'inclinazione del pc). La falda è posta alla quota di progetto.

10. Realizzazione della paratia e del muro soprastante.
11. Messa in opera del tirante a partire dal cordolo di fondazione del muro.
12. Realizzazione del nuovo rilevato a tergo del muro portando il p.c. a quota testa muro ed applicando sia al materiale del rilevato che alla coltre i seguenti valori dei coefficienti di spinta (*condizioni finali, di esercizio*) nell'ipotesi di livello di sicurezza con F.S. 1.10 (analisi di stabilità):

$$k_A = k_{A \text{ equivalente}} = 0.905 \quad \text{lato monte}$$

$$k_P = k_{P \text{ equivalente}} = 1.135 \quad \text{lato valle}$$

Le azioni che risultano da questa analisi vengono utilizzate per eseguire la verifica allo SLE, allo SLF e SLU statico (cfr. p.to 5a).

A questo punto l'analisi si sdoppia:

- 5a. Analisi statica applicando i coefficienti di spinta che corrispondono ad un livello di sicurezza F.S. pari a 1.30 (livello di sicurezza statico sull'analisi di

stabilità in grado di assicurare la funzionalità dell'opera in condizioni sismiche secondo l'approccio di Newmark – 1965, cfr par. 7.3):

$$k_A = k_{A \text{ equivalente}} = 1.008$$

$$k_P = k_{P \text{ equivalente}} = 1.015$$

Questo step di calcolo consente di ottenere le azioni per le verifiche di resistenza strutturale dell'opera allo SLU in condizioni statiche.

In particolare, le verifiche di resistenza strutturale sono state svolte considerando le azioni E massime derivanti dal seguente confronto:

$$E_{SLU} = MAX \left( E_{FS=1.1} \cdot 1.4; E_{FS \text{ NEW}} \cdot \frac{1.4}{FS_{NEW}} \right)$$

essendo:

$E_{FS=1.1}$  = azioni derivanti dall'analisi del p.to 4 (oppure azioni delle fasi costruttive precedenti, qualora superiori).

$E_{FS \text{ NEW}}$  = azioni derivanti dalla presente analisi (p.to 5a)

$FS_{NEW}$  = fattore di sicurezza statico che soddisfa la verifica secondo Newmark – 1965.

5b. Analisi sismica eseguita applicando la spinta sismica come da p.to 7. del par. 6.1 e la forza di inerzia dell'opera. In questa fase i coefficienti di spinta passiva del terreno a valle vengono ridotti di un fattore 0.70 su tutta l'altezza dell'opera. Le azioni risultanti, amplificate per un coefficiente pari a 1.40, vengono utilizzate per eseguire le verifiche di resistenza strutturale dell'opera allo SLU in condizioni sismiche.

#### 7.4 Stima degli spostamenti in fase sismica

L'analisi sismica dell'opera è stata eseguita con un approccio di calcolo alla Newmark N. M. (1965) – “Effects of Earthquakes on Dams and Embankments” – Geotechnique, Vol. 115 - confrontando l'entità degli spostamenti attesi in caso di

sisma con dei valori di soglia al di sotto dei quali gli effetti dell'evento sismico sono tali da determinare il raggiungimento di condizioni accettabili.

Tale metodo ipotizza di schematizzare la massa in movimento del pendio come un blocco rigido appoggiato su una superficie inclinata alla quale è applicato il moto sismico. In tale modello si ha scorrimento e quindi accumulo di spostamento ogni qualvolta l'accelerazione applicata supera un valore critico  $k_c$ , definito come:

$$k_c = \frac{a_c}{g}$$

essendo  $a_c$  l'accelerazione critica e  $g$  l'accelerazione di gravità.

Sul progetto della Autostrada A14 Bologna-Taranto – Tratto in Ammodernamento "Rimini Nord-Pedaso" è stata eseguita una analisi di pericolosità sismica, contenuta nel documento "Azione Sismica per la Verifica delle Opere d'Arte e delle Opere all'Aperto", cui si fa rimando, che ha prodotto, a partire da accelerogrammi di riferimento, una curva ( $k_c$  – spostamento  $\delta$ ) media da utilizzare nelle analisi.

Facendo riferimento a tale curva è possibile associare allo spostamento accettabile in caso sismico il valore del coefficiente di accelerazione critica  $k_c$  (cfr. Figura 7.11).

Si ha che per pendii estesi il  $k_c$  è correlato al valore del fattore di sicurezza statico F.S. determinato con i metodi dell'equilibrio limite, secondo la seguente formula:

$$k_c = (FS - 1) \times \frac{tg \theta}{(1 + tg \theta \times tg \phi)}$$

ove:

$\theta$  = pendenza media sull'orizzontale del pendio o della superficie di scorrimento

$\phi$  = angolo di resistenza al taglio medio lungo la superficie di scorrimento

FS = fattore di sicurezza determinato con i metodi dell'equilibrio limite

Dall'esame della Figura 7.11 si ha che al valore del coefficiente di sicurezza statico dell'ordine di 1.30 corrisponde un valore di  $k_c$ , cui è associato uno spostamento  $\delta$  inferiore a 5 cm, ampiamente accettabile.

Pertanto l'analisi eseguita, assicurando un fattore di sicurezza pari ad 1.30 nell'analisi di stabilità all'equilibrio limite in condizioni statiche, è in grado di garantire la funzionalità dell'opera anche in condizioni sismiche.

## 7.5 Risultati ottenuti

I risultati completi del programma Paratie relativi alle analisi svolte sono riportati nelle figure allegate. Nel seguito vengono invece riassunti i valori principali:

Spostamento paratia esercizio (mm)	20	Fig. 7.12
Incremento di spostamento dovuto al sisma (mm)	< 50 mm	Fig. 7.11
Tiro max tirante – caso statico SLE [kN/m]	146	Fig. 7.13
Tiro max tirante – caso statico SLU [kN/m]	160	Fig. 7.13
Tiro max tirante – caso sismico SLU [kN/m]	184	Fig. 7.14

### FASI COSTRUTTIVE

Momento max [kNm/m]	224	(a 6.3 m da testa opera)	Fig. 7.15
Taglio max [kN/m]	91	(a 2.9 m da testa opera)	Fig. 7.16

### FASE DI ESERCIZIO – FESSURAZIONE (F.S. 1.10)

Momento max [kNm/m]	449	(a 10.1 m da testa opera)	Fig. 7.17
Taglio max [kN/m]	173	(a 7.8 m da testa opera)	Fig. 7.18

### FASE STATICA SLU (F.S. 1.30)

Momento max [kNm/m]	601	(a 10.2 m da testa opera)	Fig. 7.19
Taglio max [kN/m]	212	(a 7.8 m da testa opera)	Fig. 7.20

### FASE SISMICA SLU

Momento max [kNm/m]                      826    (a 10.1 m da testa opera) Fig. 7.21

Taglio max [kN/m]                          257    (a 7.8 m da testa opera) Fig. 7.22

Mobilizzazione resistenza passiva a valle max    20%    (condizioni statiche)

## 7.6 Verifica della lunghezza del bulbo di ancoraggio dei tiranti

La valutazione teorica della lunghezza del bulbo di ancoraggio dei tiranti è stata effettuata a partire dalla seguente condizione di equilibrio:

Caso statico: 
$$N_{\max,statico} = \frac{\pi \cdot D \cdot l \cdot \tau_{\lim}}{2.5}$$

Caso sismico: 
$$N_{\max,sisma} \cdot 1.40 = \frac{\pi \cdot D \cdot l \cdot \tau_{\lim}}{1.50}$$

con:

$D$ : diametro del bulbo di ancoraggio

$l$ : lunghezza del bulbo di ancoraggio

$\tau_{\lim}$ : aderenza unitaria media limite tra bulbo di ancoraggio e terreno

$N_{\max}$ : tiro massimo del tirante

Nel caso in esame si è ipotizzato di utilizzare iniezioni multiple ripetute e si è fatto riferimento alle Raccomandazioni AICAP (rif. 2.1.6) e a Bustamante e Doix (rif. 2.3.2) essendo:

$$D = D_n \cdot \alpha$$

$D_n$ : diametro nominale della perforazione = 170 mm

$\alpha$ : coefficiente empirico funzione della natura del terreno e delle tecniche esecutive dei tiranti = 1.0 (iniezioni multiple ripetute)

$$\tau_{\lim} = 190 \text{ kPa}$$

Nell'ipotesi di lunghezza del bulbo di ancoraggio pari a **15 m** tali verifiche risultano soddisfatte:

$$N_{\max, \text{statico}} = 544 \text{ kN} < 609 \text{ kN}$$

$$N_{\max, \text{sisma}} = 626 \times 1.40 = 876 \text{ kN} < 1015 \text{ kN}$$

### 7.7 Verifica dell'armatura dei tiranti

Si prevede di armare i tiranti mediante trefoli da 0,6" di acciaio avente tensione caratteristica all'1% di deformazione sotto carico  $f_{p(1)k} \leq 1670 \text{ MPa}$  e tensione caratteristica di rottura  $f_{ptk} \leq 1860 \text{ MPa}$ .

Per la determinazione del carico ammissibile si è utilizzata la seguente espressione:

$$N_{s \text{ amm}} = 0.6 \times 0.9 \times f_{ptk} \times A \times n \quad \text{caso statico}$$

$$N_{s \text{ lim}} = (0.9 \times f_{pyk} \times A \times n) / 1.15 \quad \text{caso sismico}$$

dove:

$$N_{s \text{ amm}} = \text{resistenza ammissibile dell'armatura del tirante}$$

$$N_{s \text{ lim}} = \text{resistenza limite dell'armatura del tirante}$$

$$f_{ptk} = \text{tensione caratteristica di rottura dell'acciaio} = 1860 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{pyk} = \text{tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio} = 1670 \text{ N/mm}^2$$

$$A = \text{area del singolo trefolo} = 139 \text{ mm}^2$$

$$n = \text{numero dei trefoli} = 5$$

Nell'ipotesi di utilizzare 6 trefoli si ottiene:

$$\text{Caso statico: } N_{\max, \text{statico}} = 544 \text{ kN} < N_{s \text{ amm}} = 698 \text{ kN}$$

$$\text{Caso sismico: } N_{\max, \text{sisma}} = 876 \text{ kN} < N_{s \text{ lim}} = 909 \text{ kN}$$

La verifiche risultano dunque soddisfatte.

## 7.8 Verifica dell'armatura dei pali

### Intervento in progetto (pk 200+986 ÷ pk 201+191)

I pali Ø1200, i = 1.7 m, vengono realizzati con calcestruzzo di classe  $R_{ck}=30$  MPa. Si prevede, considerando la percentuale di armatura minima prevista dall'OPCM n. 3274 del 20/03/03, la seguente armatura (acciaio tipo FeB44K):

- **Armatura longitudinale:  $30\phi 26 = 15900 \text{ mm}^2$**
- **Armatura trasversale: spirale  $\phi 10/20 \text{ cm} = 785 \text{ mm}^2/\text{m}$**

Nella tabella seguente si riportano, per entrambi i casi sismico e statico, i massimi valori di calcolo del momento flettente e del taglio agenti sul singolo palo:

Azioni di calcolo sul palo	Caso statico (costruzione)	Caso statico (esercizio)	Caso statico (SLU)	Caso sismico (SLU)
Momento max [kNm]	381	763	1022	1404
Taglio max [kN]	155	294	360	437

Le verifiche sono state effettuate in accordo al metodo degli stati limite (D.M. 09/01/1996), adottando per lo stato limite ultimo un coefficiente di sicurezza globale di 1.4 con cui amplificare le sollecitazioni di calcolo. Pertanto le sollecitazioni di verifica, a seconda dei diversi stati limite, risultano le seguenti:

Azioni di progetto sul palo	SLU	SLE	SLF
Momento max [kNm]	1966	381	763
Taglio max [kN]	612	-	-

Le verifiche sono state eseguite con il software di calcolo automatico SEZ\_CA di R.Tritto, v.1.01, Protec Editrice, del quale si riporta nel seguito il tabulato di output.

**DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.**

**NOME SEZIONE: PL200-26-30-10**

Descrizione Sezione:  
Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi  
Tipologia sezione: Sezione predefinita  
Forma della sezione: Circolare  
Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

**CONGLOMERATO** - Classe: Rck300  
Resis. compr. di calcolo fcd : 132.26 daN/cm<sup>2</sup>  
Resis. traz. di calcolo fctd: 11.40 daN/cm<sup>2</sup>  
Modulo Elastico Normale Ec : 312201 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. di Poisson : 0.20  
Resis. media a trazione fctm: 26.00 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0  
Combinazioni Rare in Esercizio  
Sc Limite : 149.40 daN/cm<sup>2</sup>  
Apert.Fess.Limite : Non prevista  
Combinazioni Quasi Permanenti in Esercizio  
Sc Limite : 112.05 daN/cm<sup>2</sup>  
Apert.Fess.Limite : 0.200 mm

**ACCIAIO** - Tipo: FeB44k  
Resist. caratt. snervam. fyk: 4300.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. caratt. rottura ftk: 5400.0 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. snerv. di calcolo fyd: 3739.1 daN/cm<sup>2</sup>  
Resist. ultima di calcolo ftd: 3739.1 daN/cm<sup>2</sup>  
Defom. ultima di calcolo Epu: 0.010  
Modulo Elastico Ef : 2060000 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. Aderenza ist. f1\*f2 : 1.00 daN/cm<sup>2</sup>  
Coeff. Aderenza diff. f1\*f2 : 0.50 daN/cm<sup>2</sup>  
Comb.Rare Sf Limite : 3010.0 daN/cm<sup>2</sup>

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE**

Diametro sezione (cm): 120.0 cm  
Barre circonfer.: 30026 (159.3 cm<sup>2</sup>)  
Copriferro (dal baric. barre): 7.0 cm

**ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
Vy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione			
N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0	196600	61200	0

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
My	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione	
N.Comb.	N	Mx
1	0	38100

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
1	0	76300

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.7 cm

Interferro netto minimo barre longitudinali: 8.5 cm

Copriferro netto minimo staffe: 4.7 cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)  
 Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico  
 N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)  
 Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
 Yneutro Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,O sez.  
 x/d Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)  
 C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	0	196600	27	263383	1.340	29.2	0.27	0.78

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
 ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
 Yf min Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 ef max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
 Yf max Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00350	-0.00234	60.0	0.00271	53.0	-0.00933	-53.0

**ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER TUTTE LE COMBINAZIONI ASSEGNATE**

Diametro staffe: 10 mm  
 Passo staffe: 20 cm  
 N.Bracci staffe: 2  
 Area staffe/m : 8.0 cm²/m

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - VERIFICHE A TAGLIO**

Ver S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata  
 Vsdu Taglio agente [daN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)  
 Vru Taglio resistente ultimo [daN] lato conglomerato compresso  
 Vod Taglio [daN] assorbito dal conglomerato nel calcolo delle staffe  
 Vwd Taglio resistente [daN] assorbito dalle staffe  
 bw Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro  
 Delta = 1 per sez. inflesse e tenso-inflesse con asse neutro che taglia la sez.  
 = 0 per sez. tenso-inflesse con asse neutro esterno alla sez.  
 = 1+Mo/Msdu in presenza di compressione con Mo=momento decompress.  
 Afst Area di calcolo staffe a taglio e torsione per metro di trave [cm²/m]

N.Comb.	Ver	Vsdu	Vru	Vod	Vwd	bw	Delta	Afst
1	S	61200	296707	43476	30600	56.2	1.000	8.0

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm <sup>2</sup> ]
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,0)
Sf min	Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm <sup>2</sup> ]
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,0)
Ac eff.	Area di conglomerato [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
D fess.	Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm
K3	Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni
Ap.fess.	Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	26.5	-60.0	-761	53.0	3071	20	0.125	0.05

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	53.1	-60.0	-1524	53.0	3071	20	0.125	0.18

## 7.9 Verifica dell'elevazione al piede del rilevato

Per la verifica dell'elevazione al piede del rilevato si assume la sezione alla base del muro di sostegno di spessore  $s = 0,60$  m e armata con 4+4  $\varnothing 22$  al metro.

Nella tabella seguente si riportano, per i diversi casi statico, Newmark e sismico, i massimi valori di calcolo del momento flettente e del taglio agenti sul paramento:

Azioni di calcolo su elevazione	Caso statico	Caso Newmark	Caso sismico
Momento max [kNm/m]	17.5	19.5	40.2
Taglio max [kN/m]	27.7	30.8	52.2

Le verifiche sono state effettuate in accordo al metodo degli stati limite (D.M. 09/01/1996), adottando per lo stato limite ultimo un coefficiente di sicurezza globale di 1.4 con cui amplificare le sollecitazioni di calcolo. Pertanto le sollecitazioni di verifica, a seconda dei diversi stati limite, risultano le seguenti:

Azioni di progetto su elevazione	SLU	SLF/SLE
Momento max [kNm/m] - Msd	56.3	17.5
Taglio max [kN/m] - Vsd	73.1	-

La verifica della sollecitazione tagliante è stata eseguita manualmente, calcolando la capacità resistente per sezione priva di specifiche armature a taglio:

$$V_{rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} \cdot r \cdot (1 + 50 \rho_l) \cdot b_w \cdot d \cdot \delta$$

Trascurando il contributo dell'azione assiale, per cui  $\delta = 0$ , risulta:

$$V_{rd} = 0,25 \cdot 1.26 \cdot 1.05 \cdot 1.14 \cdot 1000 \cdot 0.55 = 207 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta in quanto  $V_{rd} \geq V_{sd}$

La verifica della sollecitazione flessionale è stata eseguita con il software di calcolo automatico SEZ\_CA di R.Tritto, v.1.01, Protec Editrice, del quale si riporta nel seguito il tabulato di output. Tramite il software sono stati calcolati:

- Il momento resistente allo SLU: Mrdu = 290 kNm/m
- Il momento allo SLE in comb.rara Mrd = 225 kNm/m
- Il momento allo SLF in comb.quasi-perm. ( $w \leq 0.15$  mm) Mrd = 110 kNm/m

La verifica è soddisfatta in quanto risulta in ogni caso  $Mrd \geq Msd$

#### DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.

##### NOME SEZIONE: BASE-MURO

Descrizione Sezione: BASE MURO  
 Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi  
 Tipologia sezione: Sezione predefinita  
 Forma della sezione: Rettangolare  
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CONGLOMERATO - Classe: Rck350  
 Resis. compr. di calcolo fcd : 154.36 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resis. traz. di calcolo fctd: 12.60 daN/cm<sup>2</sup>  
 Modulo Elastico Normale Ec : 337216 daN/cm<sup>2</sup>  
 Coeff. di Poisson : 0.20  
 Resis. media a trazione fctm: 28.80 daN/cm<sup>2</sup>  
 Coeff. Omogen. S.L.E. : 15.0  
 Combinazioni Rare in Esercizio  
 Sc Limite : 174.30 daN/cm<sup>2</sup>  
 Apert.Fess.Limite : Non prevista  
 Combinazioni Quasi Permanenti in Esercizio  
 Sc Limite : 130.73 daN/cm<sup>2</sup>  
 Apert.Fess.Limite : 0.200 mm

ACCIAIO - Tipo: FeB44k  
 Resist. caratt. snervam. fyk: 4300.0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resist. caratt. rottura ftk: 5400.0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resist. snerv. di calcolo fyd: 3739.1 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resist. ultima di calcolo ftd: 3739.1 daN/cm<sup>2</sup>  
 Deform. ultima di calcolo Epu: 0.010  
 Modulo Elastico Ef : 2060000 daN/cm<sup>2</sup>  
 Coeff. Aderenza ist.  $\beta_1 \cdot \beta_2$  : 1.00 daN/cm<sup>2</sup>  
 Coeff. Aderenza diff.  $\beta_1 \cdot \beta_2$  : 0.50 daN/cm<sup>2</sup>  
 Comb.Rare Sf Limite : 3010.0 daN/cm<sup>2</sup>

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Base: 100.0 cm  
 Altezza: 60.0 cm  
 Barre inferiori : 4Ø22 (15.2 cm<sup>2</sup>)  
 Barre superiori : 4Ø22 (15.2 cm<sup>2</sup>)  
 Copriferro barre inf.(dal baric. barre) : 6.0 cm  
 Copriferro barre sup.(dal baric. barre) : 6.0 cm

**ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione  
Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione

N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0	1	0	0

**COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
1	0	22500

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
My Coppia concentrata in daNm applicata all'asse y baricentrico della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N.Comb.	N	Mx
1	0	11000

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.9 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 27.1 cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico  
N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
Yneutro Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,0 sez.  
x/d Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)  
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	0	1	5	29244	29244.052	53.5	0.12	0.70

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
ec 3/7 Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)  
ef min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)

Yf min      Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 ef max      Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
 Yf max      Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00137	-0.00404	60.0	0.00011	54.0	-0.01000	6.0

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

Ver            S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 Sc max        Massima tensione positiva di compressione nel conglomerato [daN/cm²]  
 Yc max        Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)  
 Sf min        Minima tensione negativa di trazione nell'acciaio [daN/cm²]  
 Yf min        Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)  
 Ac eff.        Area di conglomerato [cm²] in zona tesa considerata aderente alle barre  
 D fess.        Distanza calcolata tra le fessure espressa in mm  
 K3            Coeff. di normativa dipendente dalla forma del diagramma delle tensioni  
 Ap.fess.        Apertura calcolata delle fessure espressa in mm

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	60.7	60.0	-2989	54.0	2140	31	0.125	0.31

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE**

N.Comb.	Ver	Sc max	Yc max	Sf min	Yf min	Ac eff.	D fess.	K3	Ap.Fess.
1	S	29.7	60.0	-1461	54.0	2140	31	0.125	0.15
2140	31	0.125	0.15						

## 7.10 Verifica della trave di collegamento alla testa dei pali

Si assumono i seguenti valori di calcolo

Interasse tiranti $i$ (m)	3.4	
Azioni di calcolo sui tiranti	<b>Caso statico</b>	<b>Caso sismico</b>
$N_q$ (kN)	496	626

Per la verifica della trave di collegamento alla testa dei pali si adotta cautelativamente schema strutturale a trave continua appoggiata in corrispondenza delle teste dei tiranti e sottoposta ad un carico uniformemente distribuito pari a  $N_q / i$ . In questo modo le massime azioni flettenti e taglianti sono determinate come segue:

$$M = \frac{N_q \cdot i^2}{i \cdot 10} = 0.1 \cdot N_q \cdot i \quad V = \frac{N_q \cdot i}{i \cdot 2} = 0.5 \cdot N_q$$

Azioni di calcolo cordolo	<b>Caso statico</b>	<b>Caso sismico</b>
Momento flettente [kNm]	169	213
Taglio [kNm]	248	313

Le verifiche sono state effettuate in accordo al metodo degli stati limite (D.M. 09/01/1996), adottando per lo stato limite ultimo un coefficiente di sicurezza globale di 1.4 con cui amplificare le sollecitazioni di calcolo. Pertanto le sollecitazioni di verifica, a seconda dei diversi stati limite, risultano le seguenti:

Azioni di progetto cordolo	<b>SLU</b>	<b>SLF/ SLE</b>
Momento max [kNm/m] - Msd	297.8	168.8
Taglio max [kN/m] - Vsd	437.9	-

Considerando il piano orizzontale, nel quale agiscono il taglio e il momento flettente, la sezione resistente ha le seguenti caratteristiche:

- Base B = 100 cm
- Altezza H = 160 cm
- Armatura longitudinale a flessione Asl = 5+5 Ø 22 = 38.0 cm<sup>2</sup>
- Armatura trasversale a taglio Asw/s = 2Ø12/25 + 1Ø10/50 = 10.6 cm<sup>2</sup>/m

La verifica della sollecitazione tagliante è stata eseguita manualmente, calcolando la capacità resistente per sezione dotata di specifiche armature a taglio:

$$V_{rcd} = 0.30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0.3 \cdot 15.4 \cdot 1000 \cdot 1.5 = 6930 \text{ kN}$$

$$V_{cd} = 0.6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \cdot \delta = 0.6 \cdot 1.26 \cdot 1000 \cdot 1.5 \cdot 1 = 1134 \text{ kN}$$

$$V_{wd} = A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot 0.9 \cdot d/s = 1060 \cdot 374 \cdot 0.9 \cdot 1.5 = 535 \text{ kN}$$

$$V_{rsd} = \min(V_{cd} + V_{wd}; 2 \cdot V_{wd}) = \min(1819; 1070) = 1070 \text{ kN}$$

$$V_{rd} = \min(V_{rcd}; V_{rsd}) = \min(6930; 1070) = 1070 \text{ kN}$$

La verifica è soddisfatta in quanto  $V_{rd} \geq V_{sd}$

La verifica della sollecitazione flessionale è stata eseguita con il software di calcolo automatico SEZ\_CA di R.Tritto, v.1.01, Protec Editrice, del quale si riporta nel seguito il tabulato di output.:

- Il momento resistente allo SLU: Mrdu = 1064 kNm
- Il momento limite in esercizio (<sup>1</sup>) Mrd = 440 kNm

La verifica è soddisfatta in quanto risulta in ogni caso  $M_{rd} \geq M_{sd}$

<sup>1</sup> Poiché per questo tipo di sezione (molto alta e molto poco armata), il valore del momento resistente allo SLU risulta inferiore al valore del momento flettente di prima fessurazione, come limite per la verifica dello SLE/SLF è stato assunto il valore del momento flettente per effetto del quale, svolgendo il calcolo in sezione parzializzata (come nel metodo delle T.A.), la tensione massima nelle armature non supera i 160 N/mm<sup>2</sup>.

**DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.**

NOME SEZIONE: C100x160-22-5

Descrizione Sezione:  
 Metodo di calcolo resistenza: Stati Limite Ultimi  
 Tipologia sezione: Sezione predefinita  
 Forma della sezione: Rettangolare  
 Percorso sollecitazione: A Sforzo Norm. costante

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CONGLOMERATO - Classe: Rck350  
 Resist. compr. di calcolo  $f_{cd}$  : 154.36 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resist. traz. di calcolo  $f_{ctd}$  : 12.60 daN/cm<sup>2</sup>  
 Modulo Elastico Normale  $E_c$  : 337216 daN/cm<sup>2</sup>  
 Coeff. di Poisson : 0.20  
 Resist. media a trazione  $f_{ctm}$  : 28.80 daN/cm<sup>2</sup>

ACCIAIO - Tipo: FeB44k  
 Resist. caratt. snervam.  $f_{yk}$  : 4300.0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resist. caratt. rottura  $f_{tk}$  : 5400.0 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resist. snerv. di calcolo  $f_{yd}$  : 3739.1 daN/cm<sup>2</sup>  
 Resist. ultima di calcolo  $f_{td}$  : 3739.1 daN/cm<sup>2</sup>  
 Deform. ultima di calcolo  $E_{pu}$  : 0.010  
 Modulo Elastico  $E_f$  : 2060000 daN/cm<sup>2</sup>

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE**

Base: 100.0 cm  
 Altezza: 160.0 cm  
 Barre inferiori : 5Ø22 (19.0 cm<sup>2</sup>)  
 Barre superiori : 5Ø22 (19.0 cm<sup>2</sup>)  
 Copriferro barre inf.(dal baric. barre) : 6.0 cm  
 Copriferro barre sup.(dal baric. barre) : 6.0 cm

**ST.LIM.ULTIMI - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)  
 Mx Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione  
 Vy Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione

N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0	1	0	0

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.9 cm  
 Interferro netto minimo barre longitudinali: 19.8 cm

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - RISULTATI PRESSO-TENSO FLESSIONE**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale assegnato [in daN] (positivo se di compressione)  
 Mx Momento flettente assegnato [in daNm] riferito all'asse x baricentrico  
 N ult Sforzo normale ultimo [in daN] nella sezione (positivo se di compress.)  
 Mx ult Momento flettente ultimo [in daNm] riferito all'asse x baricentrico  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N ult,Mx ult) e (N,Mx)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
 Yneutro Ordinata [in cm] dell'asse neutro a rottura nel sistema di rif. X,Y,0 sez.  
 x/d Rapp. di duttilità a rottura misurato in presenza di sola flessione (travi)

C.Rid. Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N.Comb.	Ver	N	Mx	N ult	Mx ult	Mis.Sic.	Yneutro	x/d	C.Rid.
1	S	0	1	-1	106430	106429.540	149.0	0.07	0.70

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
ec 3/7	Deform. unit. del conglomerato nella fibra a 3/7 dell'altezza efficace
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Yf min	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef min (sistema rif. X,Y,0 sez.)
ef max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Yf max	Ordinata in cm della barra corrisp. a ef max (sistema rif. X,Y,0 sez.)

N.Comb.	ec max	ec 3/7	Yc max	ef min	Yf min	ef max	Yf max
1	0.00077	-0.00402	160.0	0.00035	154.0	-0.01000	6.0

**DATI GENERALI SEZIONE IN C.A.**

NOME SEZIONE: C100x160-22-5

Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Tensioni Ammissibili
Tipologia sezione:	Sezione predefinita
Forma della sezione:	Rettangolare
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inertia

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CONGLOMERATO -	Classe: Rck350
	Tensione Normale Ammiss. Sc : 110.00 daN/cm <sup>2</sup>
	Tensione Tangenz.Amm. TauC0 : 6.66 daN/cm <sup>2</sup>
	Tensione Tangenz.Amm. TauC1 : 19.71 daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. N di omogeneizzazione : 15.0
	Modulo Elastico Normale Ec : 337216 daN/cm <sup>2</sup>
	Coeff. di Poisson : 0.20
	Resis. media a trazione fctm: 28.80 daN/cm <sup>2</sup>
ACCIAIO -	Tipo: FeB44k
	Resist. caratt. rottura ftk: 5400.0 daN/cm <sup>2</sup>
	Tensione Ammissibile Sf : 2550.0 daN/cm <sup>2</sup>
	Modulo Elastico Ef : 2060000 daN/cm <sup>2</sup>

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE**

Base:	100.0 cm
Altezza:	160.0 cm
Barre inferiori	: 5Ø22 (19.0 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori	: 5Ø22 (19.0 cm <sup>2</sup> )
Copriferro barre inf.(dal baric. barre)	: 6.0 cm
Copriferro barre sup.(dal baric. barre)	: 6.0 cm

**TENS.AMMISS. - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [daN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)
Mx	Coppia concentrata in daNm applicata all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione
Yy	Taglio [daN] in direzione parallela all'asse y baric. della sezione

N.Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0	44000	0	0

**RISULTATI DEL CALCOLO**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 4.9 cm

Interferro netto minimo barre longitudinali: 19.8 cm

**METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI - MASSIME E MINIME TENSIONI NORMALI**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione [in daN/cm <sup>2</sup> ] nel conglomerato (positiva se di compress.)
Yc max	Ordinata [in cm] corrispond. al punto di massima compressione
Sc min	Minima tensione [in daN/cm <sup>2</sup> ] nel conglomerato (positiva se di compress.)
Yc min	Ordinata [in cm] corrispond. al punto di minima compressione
Sc med	Tensione media [in daN/cm <sup>2</sup> ] nel conglomerato
Sf min	Minima tensione [in daN/cm <sup>2</sup> ] nell'acciaio (negativa se di trazione)
Yf min	Ordinata [in cm] corrispond. alla barra di minima tensione
Sf max	Massima tensione [in daN/cm <sup>2</sup> ] nell'acciaio (positiva se di compress.)
Yf max	Ordinata [in cm] corrispond. alla barra di massima tensione
Yneutro	Ordinata [in cm] dell'asse neutro nel riferimento X,Y,0 gener.della sez.

N.Comb.	Ver	Sc max	Ycmax	Sc min	Ycmin	Sc med	Sf min	Yfmin	Yneutro
1	S	20.5	160.0	0.0	0.0		-1586	6.0	135.0

## 8 VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE

Rimandando all'introduzione per quanto attiene agli obiettivi progettuali del presente documento, vengono eseguite le verifiche di stabilità globale dell'opera, sia in condizioni statiche che sismiche.

Le condizioni statiche vengono verificate mediante un modello che tiene conto dell'intervento di stabilizzazione, considerando:

- meccanismi di rottura che attraversano l'opera di stabilizzazione; quest'ultima viene schematizzata come uno strato con coesione  $c=R_{ck}/2$  ed angolo d'attrito  $\phi=0^\circ$ ;
- meccanismi di rottura che non attraversano l'opera di presidio, raggiungendo, dunque, profondità superiori rispetto a quelle raggiunte dall'opera stessa.

Il coefficiente di sicurezza  $F_s$  minimo da garantire in tutti i casi presi in esame è pari a 1,3.

Il risultato delle analisi svolte è riportato nelle Figure 8.1 e 8.2, nelle quale si rappresentano le superfici aventi coefficiente di sicurezza minimo pari a:

Intervento	$F_s$
12	1,782
12bis	1,483

La verifica risulta dunque sempre soddisfatta.

Con lo stesso modello sono verificate anche le condizioni sismiche, utilizzando un metodo classico pseudostatico ed andando ad assegnare i coefficiente di accelerazione orizzontale ( $k_h$ ) e verticale ( $k_v$ ). Tali coefficienti vengono determinati a partire dall'accelerazione di progetto  $a_{max}$ :

$$a_{max} = S_T \cdot S \cdot a_g$$

dove:

$S_T$  = coefficiente di amplificazione topografica assunto pari a 1

$S$  = coefficiente amplificativi di deformabilità del terreno assunto pari a 1,25 (terreno tipo C secondo Ordinanza P.C.M. 3274/2003)

$a_g$  = accelerazione di picco su suolo roccioso assunto pari a 0,19g

In questo caso si ottiene:

$$a_{\max} = 0,2375 \text{ g}$$

da cui si ricava:

$$k_h = 0,5 \cdot \frac{a_{\max}}{g} = 0,119$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h = \pm 0,059$$

Il coefficiente di accelerazione verticale verrà assegnato sia con il verso diretto verso il basso sia verso l'alto, considerando la situazione più gravosa.

Il sovraccarico dovuto al traffico veicolare pari a 20 kPa verrà considerato esclusivamente nelle analisi statiche.

Il risultato delle analisi di stabilità è riportato nelle Figure 8.3 e 8.4 in cui vengono rappresentate la superficie aventi  $F_s$  minimo. In questo caso, il fattore di sicurezza minimo da garantire è pari a 1,00; la verifica è dunque superata poiché:

Intervento	$F_s$
12	1,208
12bis	1,011

## Tabelle

---

Peso di volume naturale	$\gamma_n$	(kN/m <sup>3</sup> )	19.5÷20.5
Passante al setaccio n. 200 ASTM	P <sub>200</sub>	(%)	80÷100
Contenuto in argilla	CF	(%)	50÷60
Limite liquido	W <sub>L</sub>	(%)	50÷60
Indice di plasticità	IP	(%)	25÷35
Angolo di resistenza al taglio di picco	$\phi'$	(°)	25÷28
Angolo di resistenza al taglio residua	$\phi'$	(°)	12÷15
Coesione drenata	c'	(kPa)	20÷40
Coesione non drenata (tra p.c. e -15m)	c <sub>u</sub>	(kPa)	125÷250
Coesione non drenata (oltre -15m)	c <sub>u</sub>	(kPa)	> 300
Rapporto di compressione	CR	(-)	0.15÷0.18
Rapporto di ricomprensione	RR	(-)	0.05
Coefficiente di consolidazione	c <sub>v</sub>	(cm <sup>2</sup> /s)	1e <sup>-3</sup> ÷1e <sup>-4</sup>

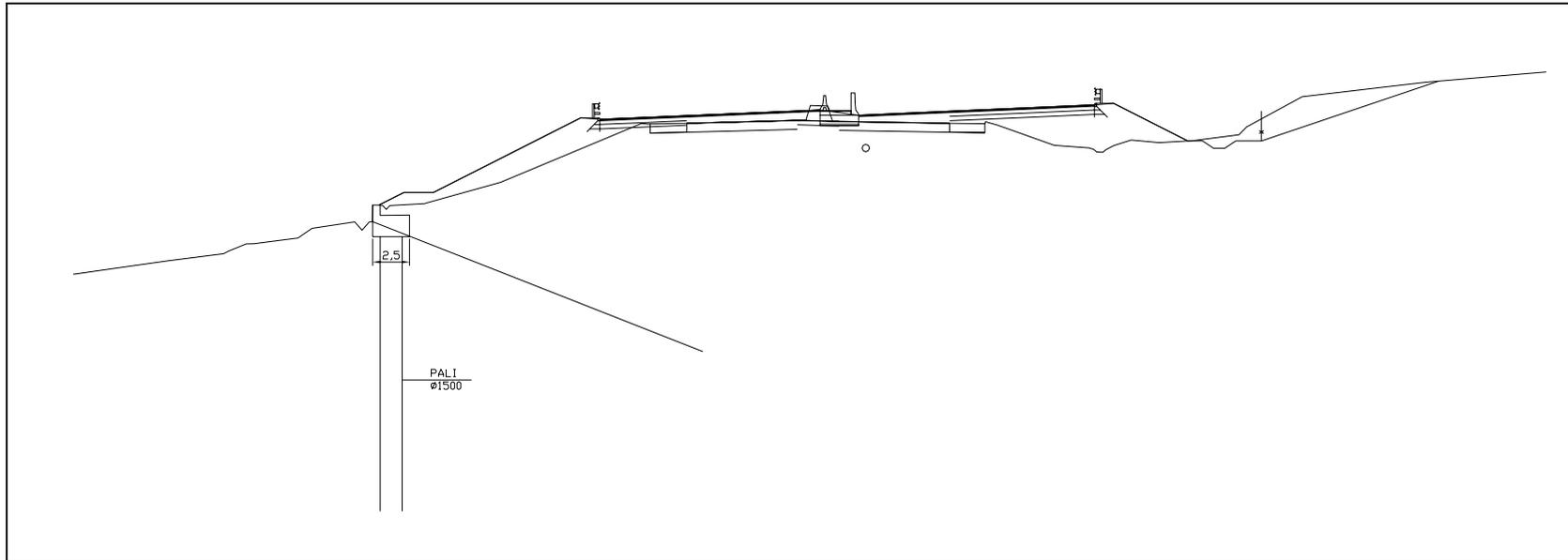
**Tabella 3.1- Parametri geotecnici di riferimento per l'unità geotecnica P<sub>1</sub>**

Peso di volume naturale	$\gamma_n$	(kN/m <sup>3</sup> )	19÷20
Passante al setaccio n. 200 ASTM	P <sub>200</sub>	(%)	80÷100
Contenuto in argilla	CF	(%)	20÷40
Limite liquido	W <sub>L</sub>	(%)	30÷40
Indice di plasticità	IP	(%)	15÷20
Angolo di resistenza al taglio di picco	$\phi'$	(°)	26÷28
Angolo di resistenza al taglio residua	$\phi'$	(°)	-
Coesione drenata	c'	(kPa)	-
Coesione non drenata	c <sub>u</sub>	(kPa)	60÷80

**Tabella 3.2- Parametri geotecnici di riferimento per l'unità geotecnica A<sub>1</sub>**

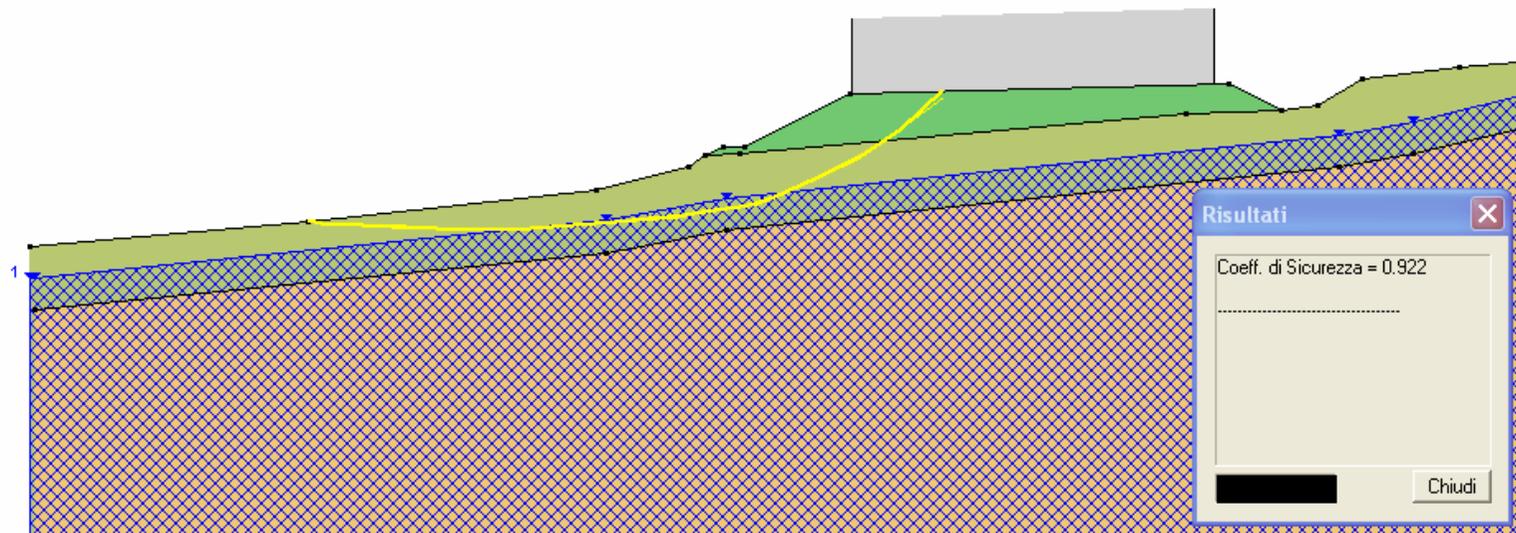
## Figure

---



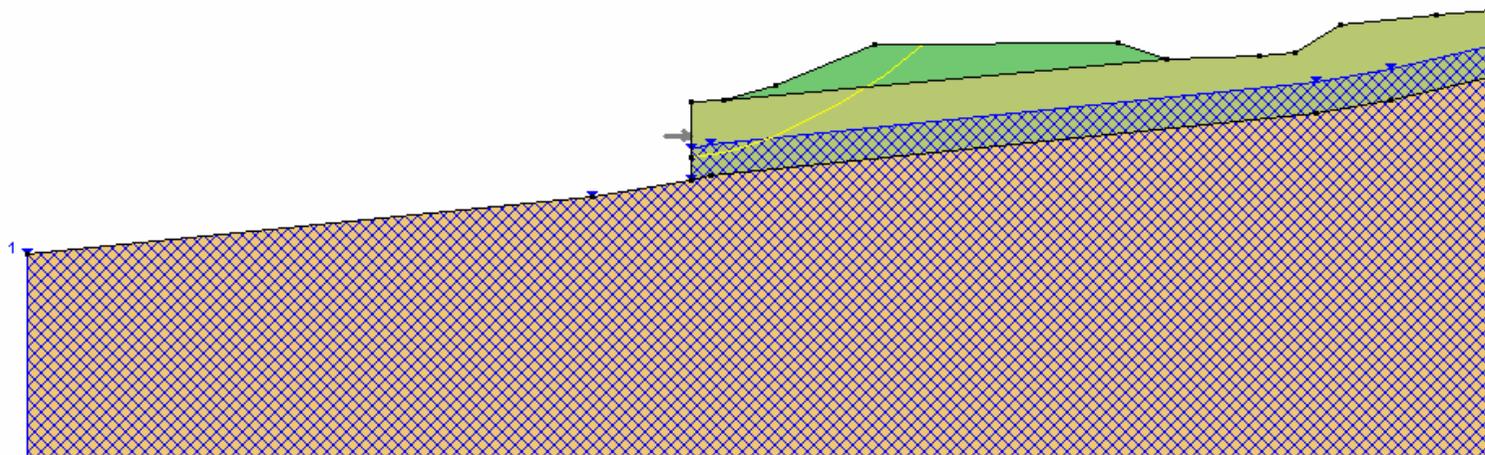
**Figura 6.1 - Sezione di calcolo (intervento esistente - pk 201+191 ÷ pk 201+292)**

- gamma = 19.0, phi = 35.0, c = 0.0
- gamma = 20.0, phi = 12.0, c = 0.0
- gamma = 20.0, phi = 28.0, c = 10.0



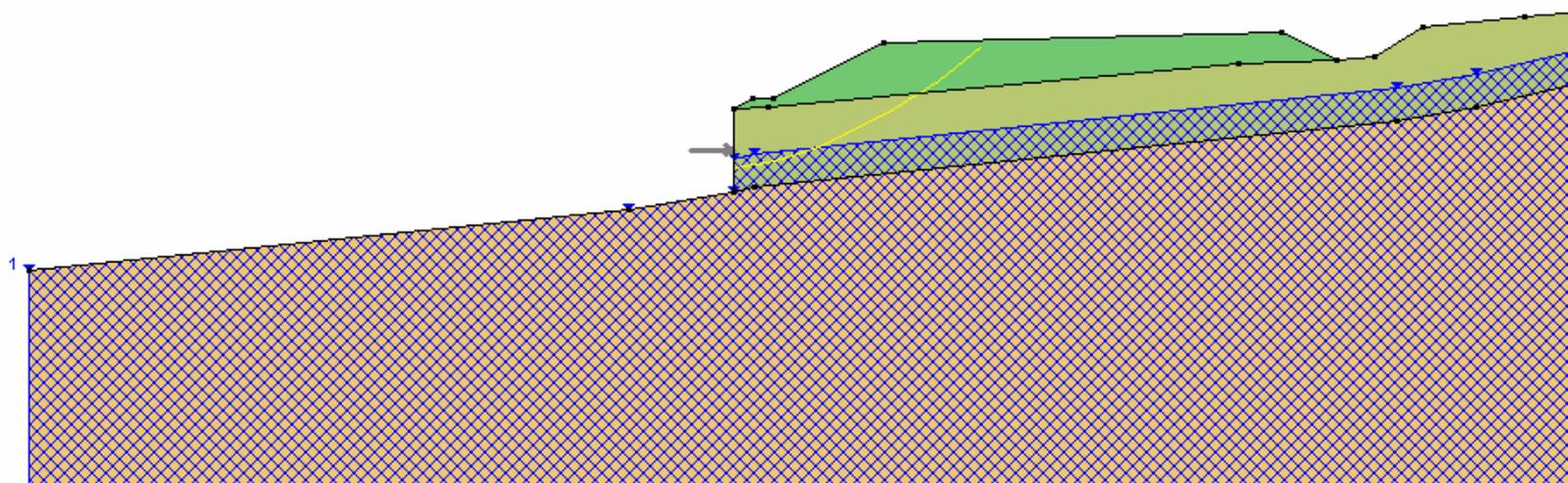
**Figura 6.2 - Analisi limite in condizione finale di progetto per la verifica della superficie di rottura critica**  
**(intervento esistente - pk 201+191 ÷ pk 201+292)**

■ gamma = 19.0, phi = 35.0, c = 0.0  
■ gamma = 20.0, phi = 12.0, c = 0.0  
■ gamma = 20.0, phi = 28.0, c = 10.0



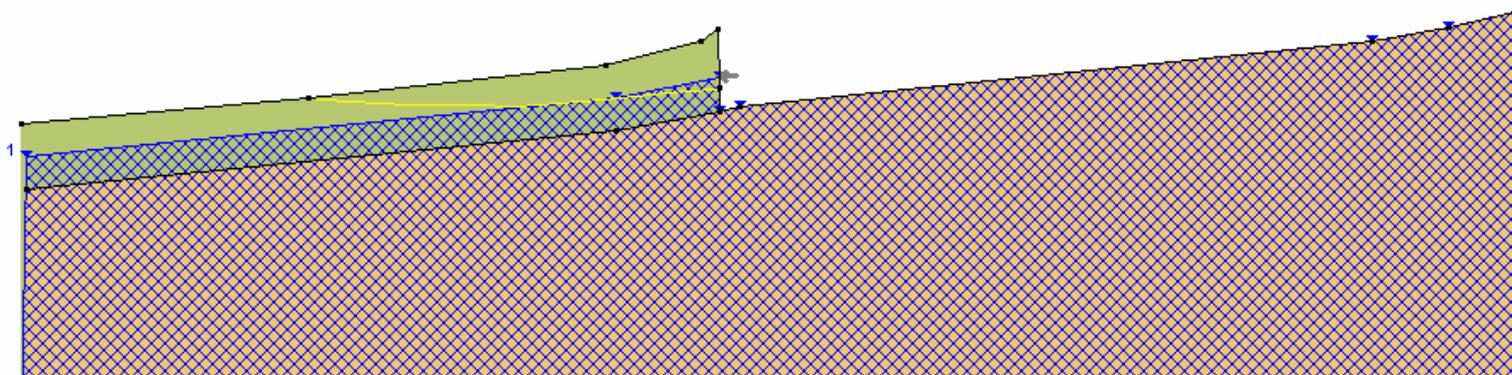
**Figura 6.3 - Analisi limite per la valutazione dell'azione che stabilizza il cuneo di monte con  $F_s=1,0$ , nelle condizioni attuali (precedenti l'allargio autostradale) - (intervento esistente - pk 201+191 ÷ pk 201+292)**

- gamma = 19.0, phi = 35.0, c = 0.0
- gamma = 20.0, phi = 12.0, c = 0.0
- gamma = 20.0, phi = 28.0, c = 10.0

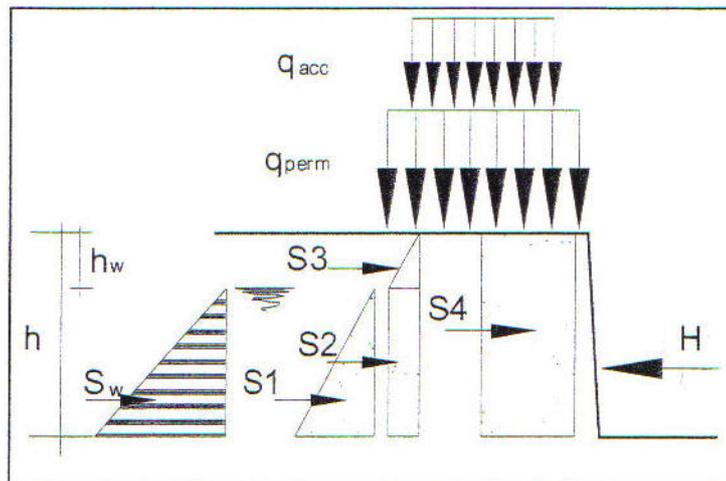


**Figura 6.4 - Analisi limite per la valutazione dell'azione che stabilizza il cuneo di monte in presenza del rilevato in progetto  
(intervento esistente - pk 201+191 ÷ pk 201+292)**

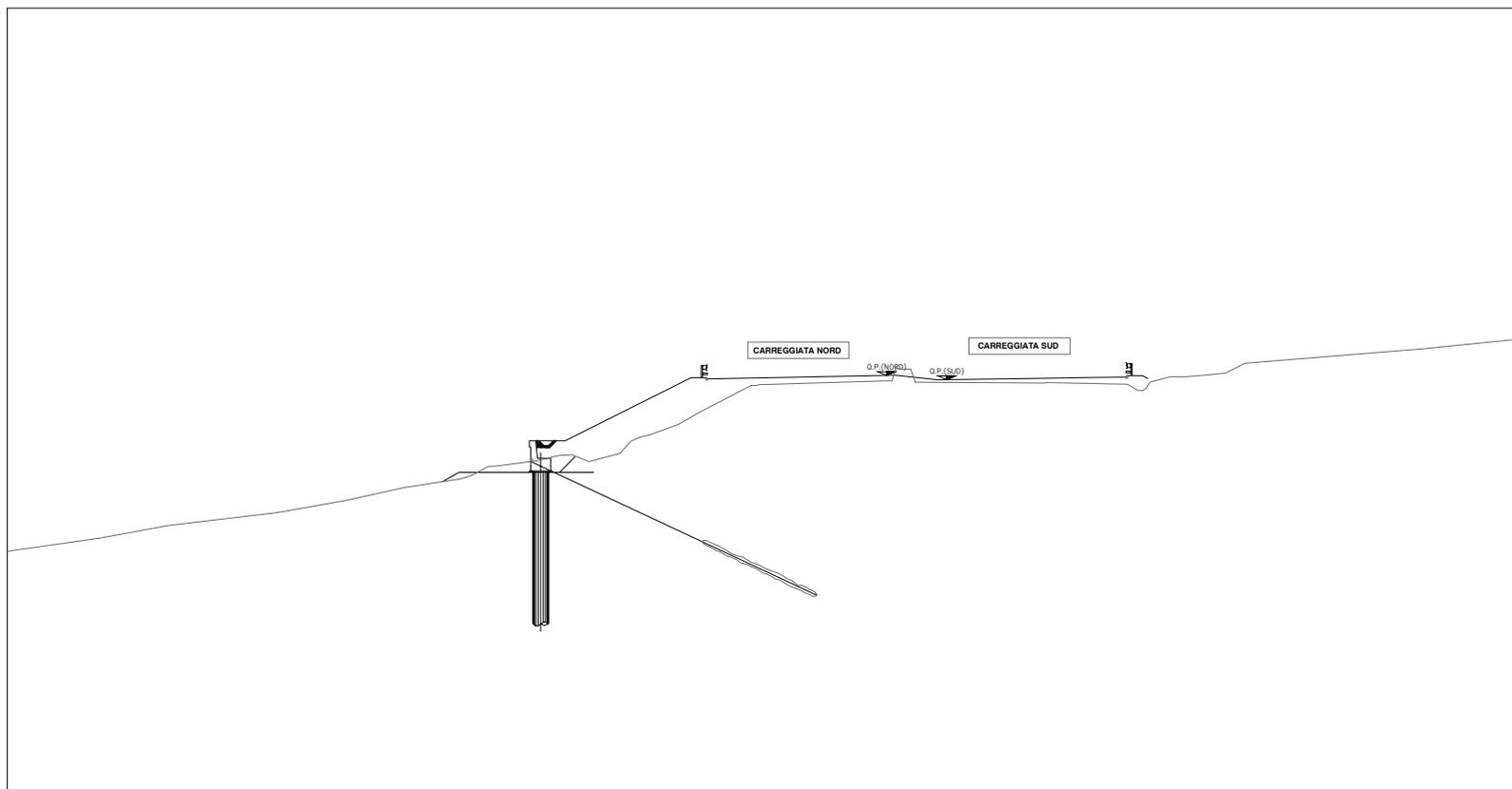
■ gamma = 20.0, phi = 12.0, c = 0.0  
■ gamma = 20.0, phi = 28.0, c = 10.0



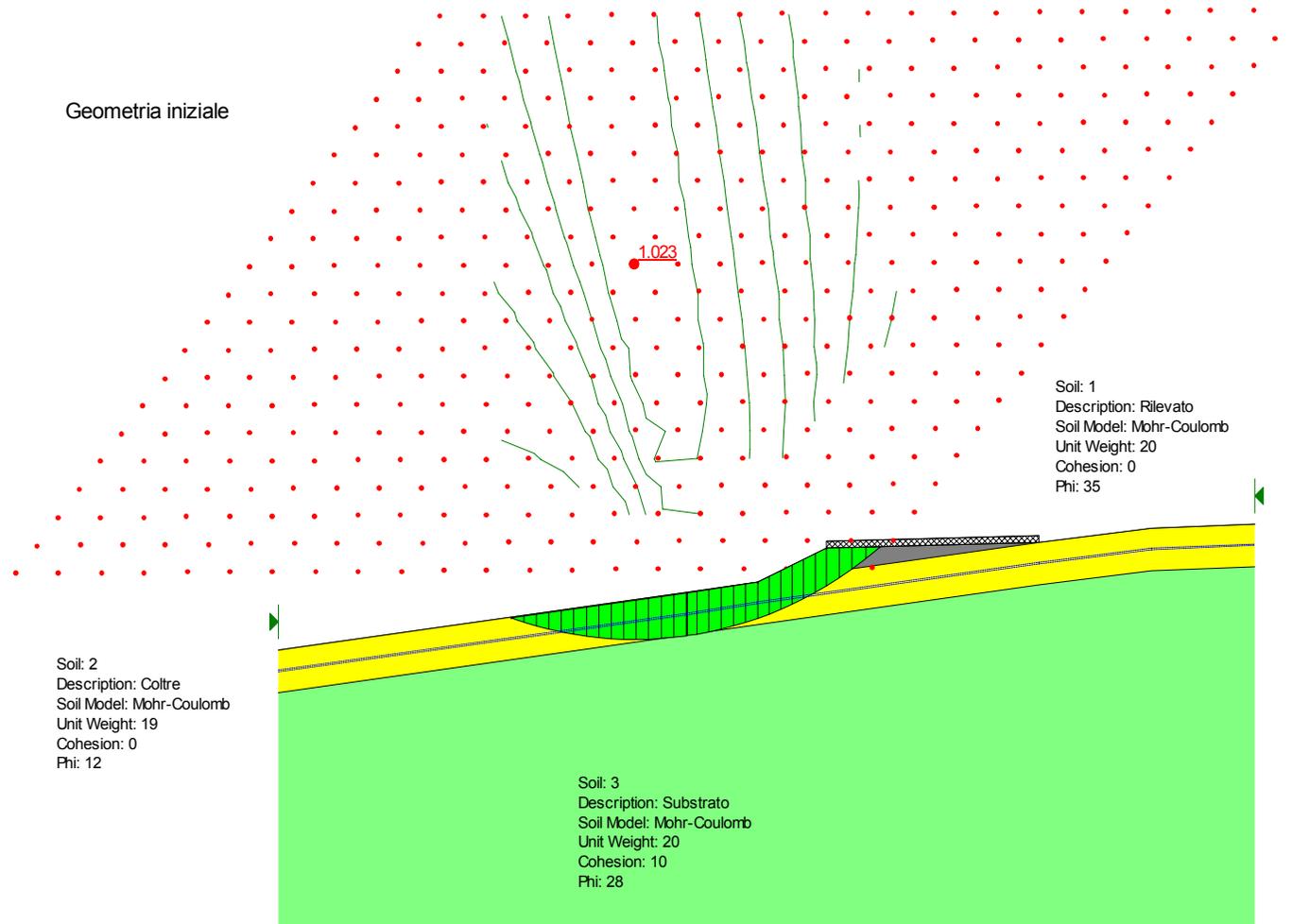
**Figura 6.5 - Analisi limite per la valutazione dell'azione che instabilizza il cuneo di valle  
(intervento esistente - pk 201+191 ÷ pk 201+292)**



**Figura 6.6- Schema adottato per la valutazione dei coefficienti di spinta equivalenti**



**Figura 7.1 - Sezione di calcolo (intervento in progetto - pk 200+986 ÷ pk 201+191)**



**7.2 - Analisi limite nelle condizioni iniziali per la definizione della superficie di rottura critica**

Geometria iniziale

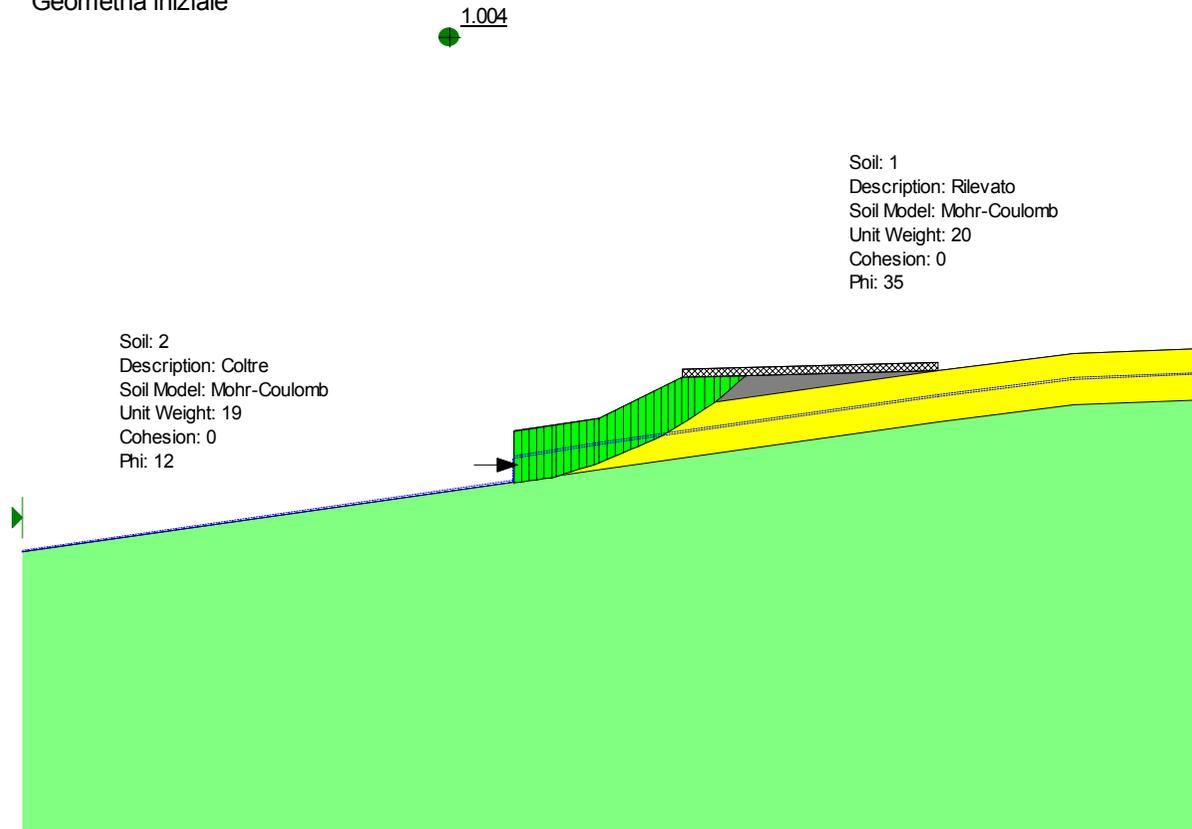


Figura 7.3 - Analisi limite per la valutazione dell'azione che stabilizza il cuneo di monte con FS=1.0 nelle condizioni iniziali

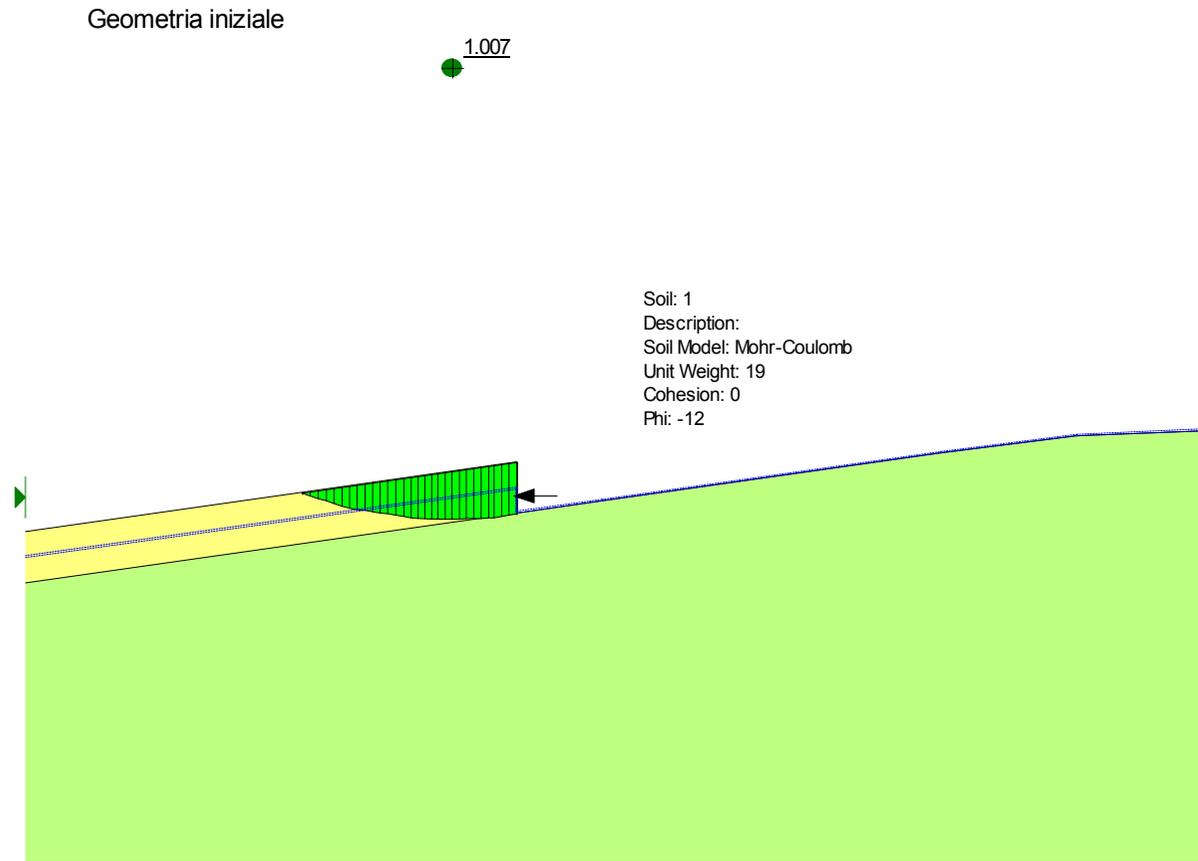
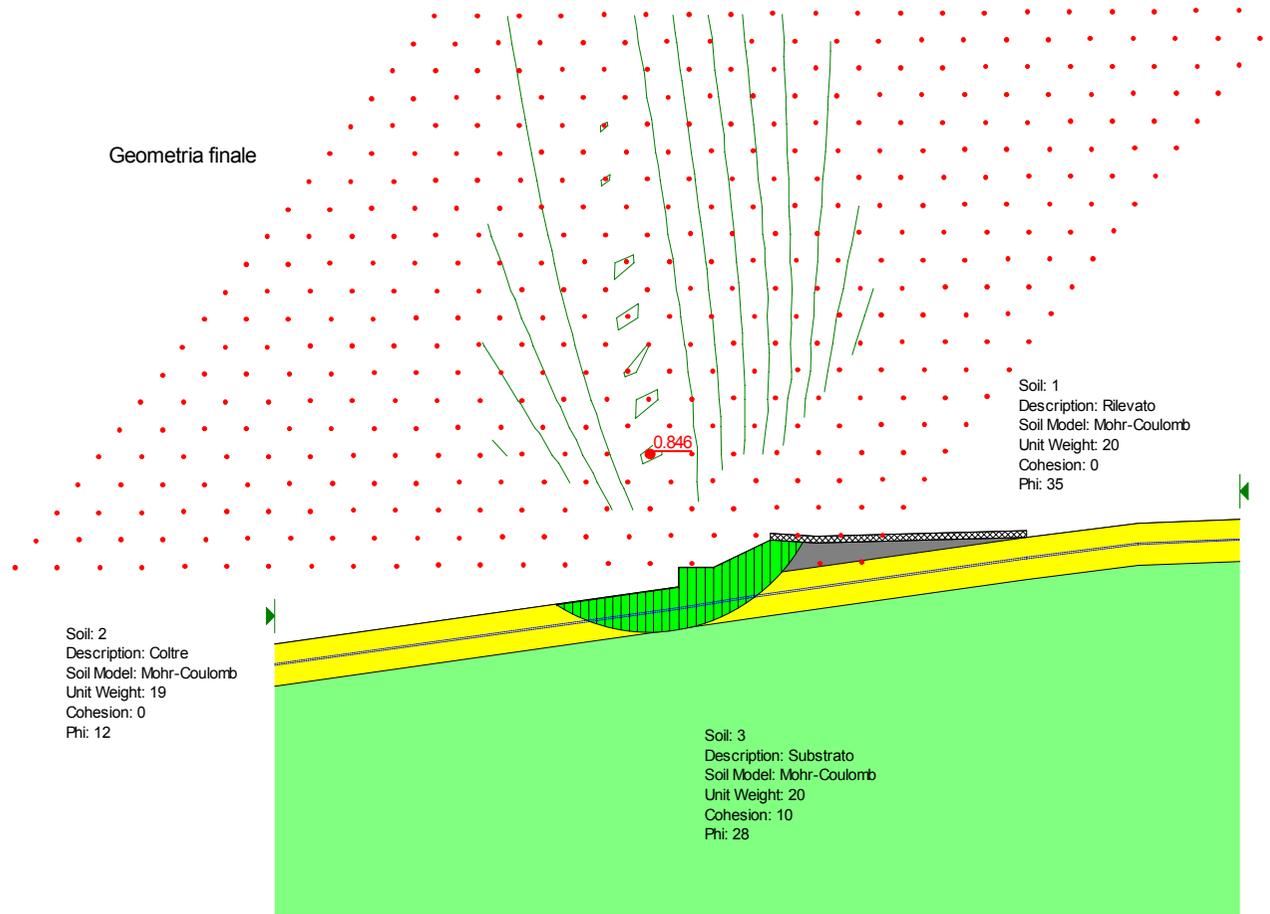


Figura 7.4- Analisi limite per la valutazione dell'azione che instabilizza il cuneo di valle con FS = 1.0 nelle condizioni iniziali

**AUTOSTRADA A14 Bologna - Bari - Taranto**  
**Ampliamento alla 3<sup>a</sup> corsia – Progetto esecutivo**  
**Tratta: Senigallia – Ancona Nord dal km 194+800 al km 206+000**



**Figura 7.5- Analisi limite nelle condizioni finali per la definizione della superficie di rottura critica**

Geometria finale

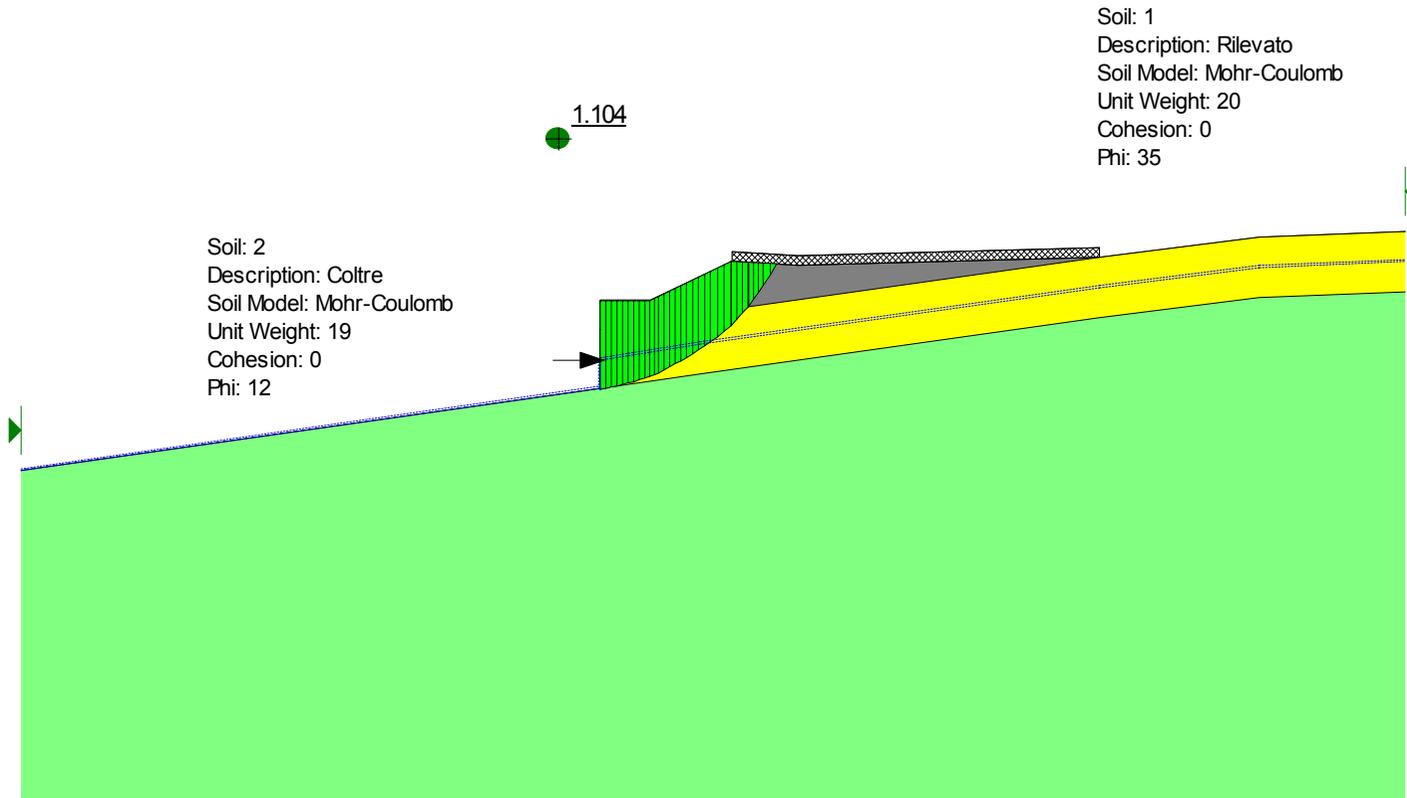


Figura 7.6- Analisi limite per la valutazione dell'azione che stabilizza il cuneo di monte con FS=1.1 nelle condizioni finali

Geometria finale

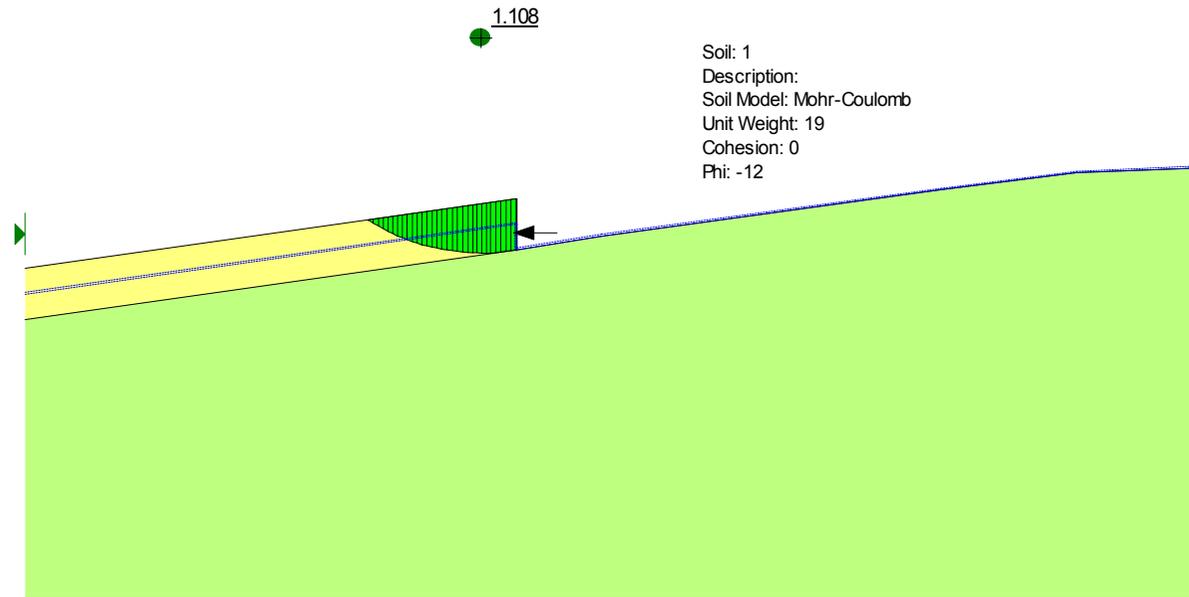


Figura 7.7- Analisi limite per la valutazione dell'azione che instabilizza il cuneo di valle con FS=1.1 nelle condizioni finali

Geometria finale

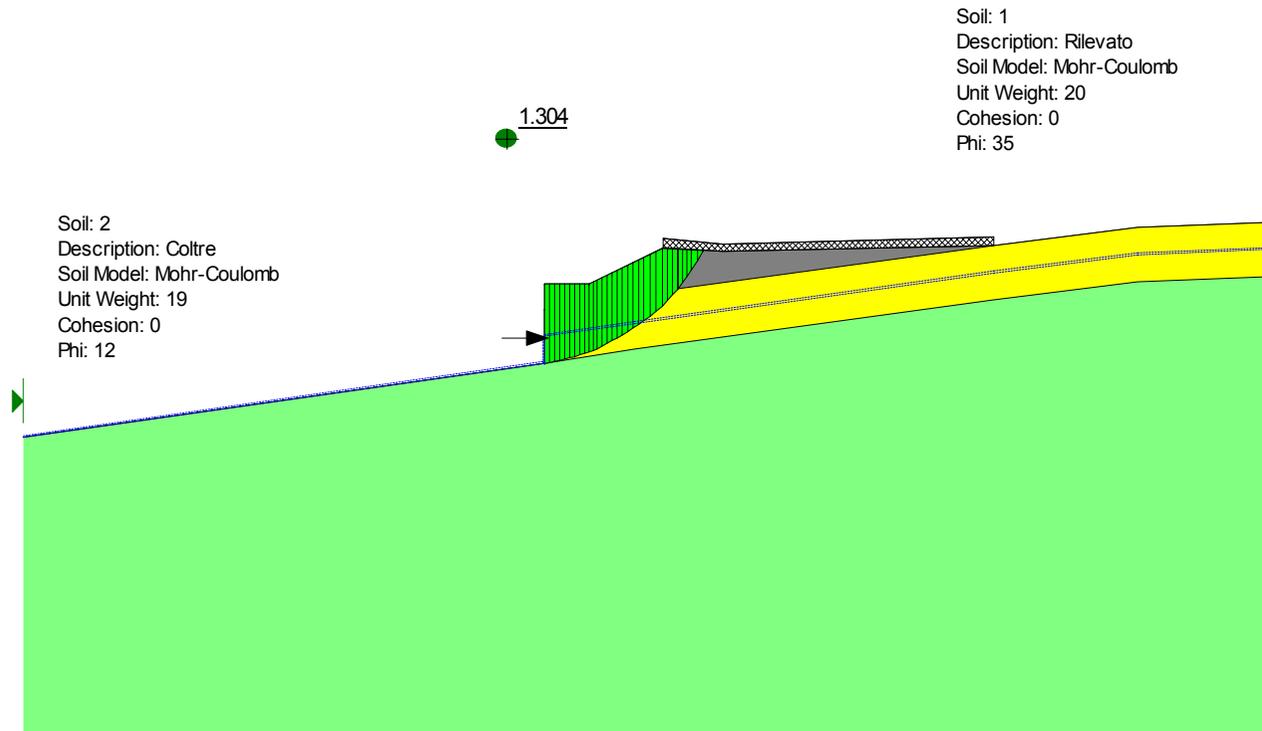


Figura 7.8- Analisi limite per la valutazione dell'azione che stabilizza il cuneo di monte con FS=1.3 nelle condizioni finali

Geometria finale

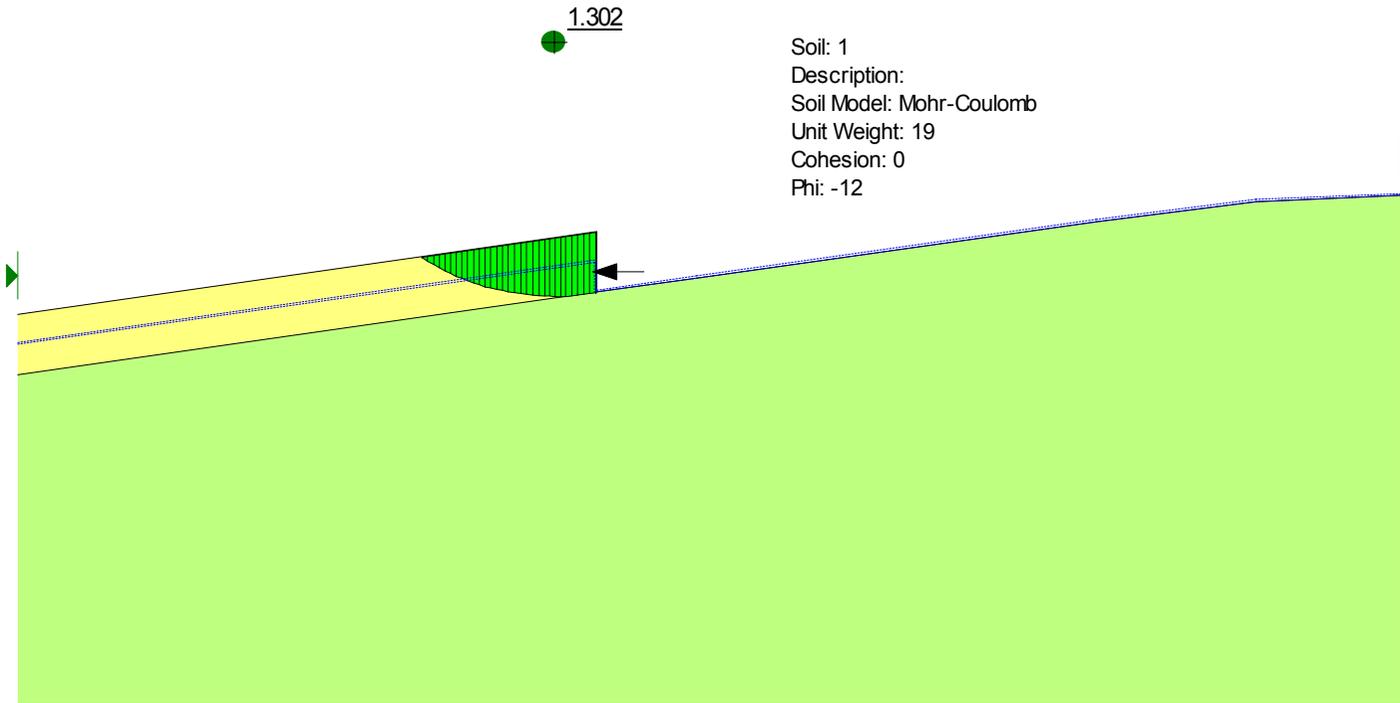


Figura 7.9- Analisi limite per la valutazione dell'azione che instabilizza il cuneo di valle con FS=1.3 nelle condizioni finali

Analisi sismica

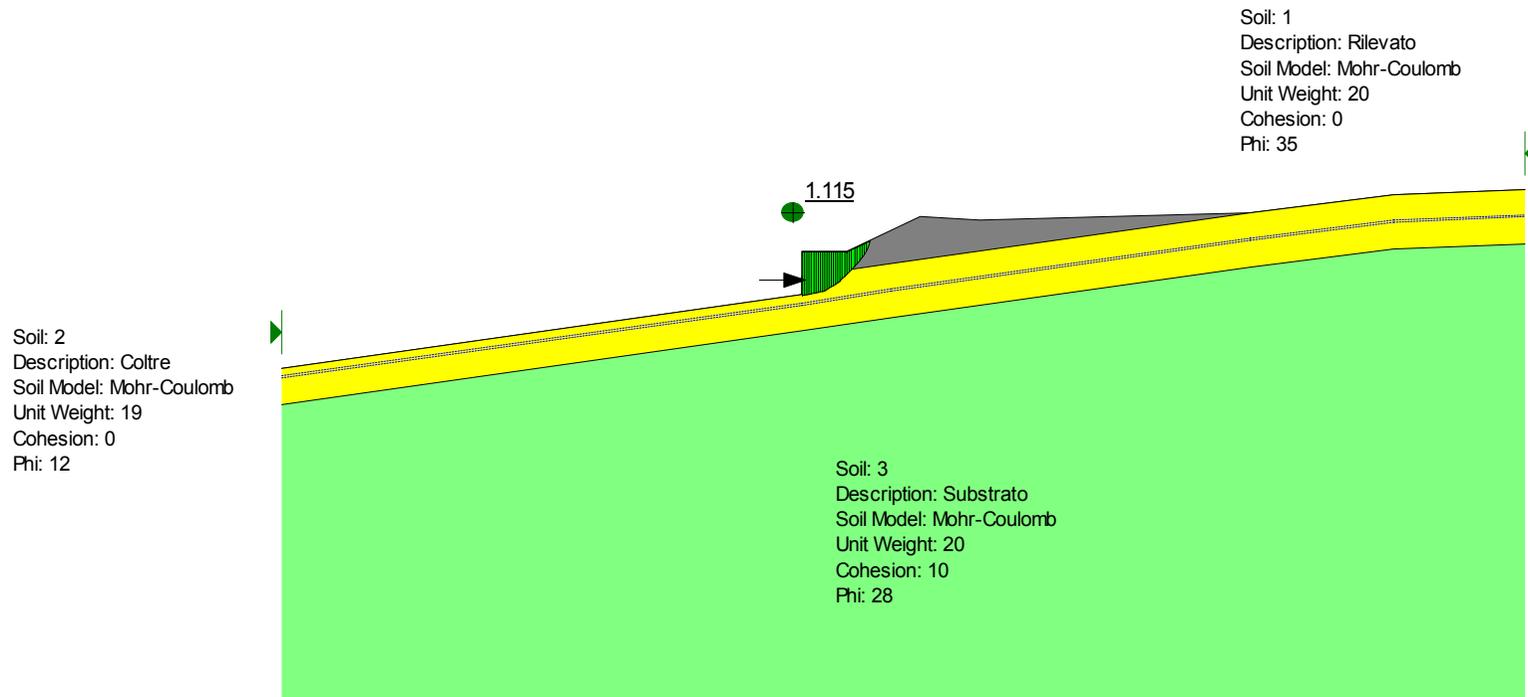


Figura 7.10 - Analisi limite per la valutazione dell'azione sismica con FS=1.1 nelle condizioni finali

OPERA MS12  
CURVA ACCELERAZIONE CRITICA - SPOSTAMENTO E CORRISPONDENTE  
VALORE DEL COEFFICIENTE DI SICUREZZA STATICO (FS) IN FUNZIONE  
DELLA GEOMETRIA DEL PENDIO

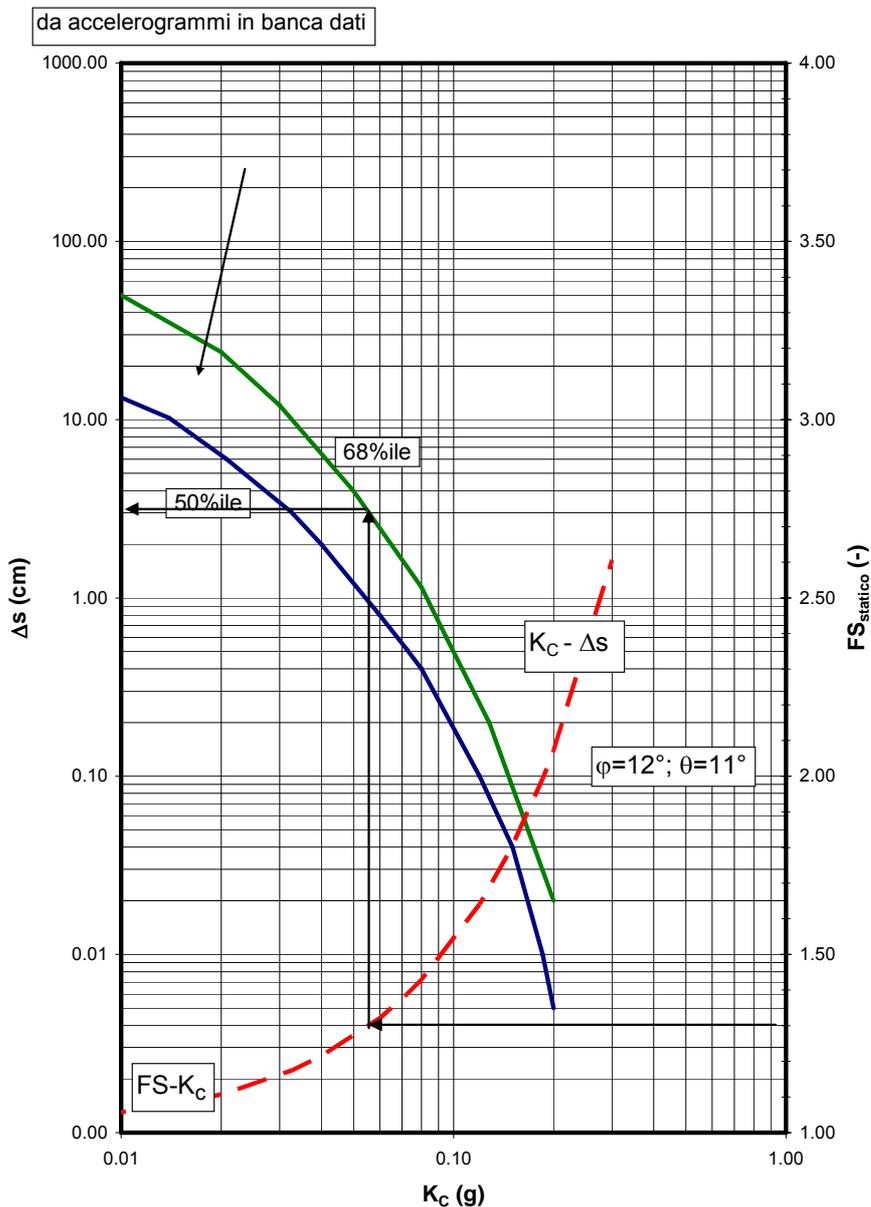
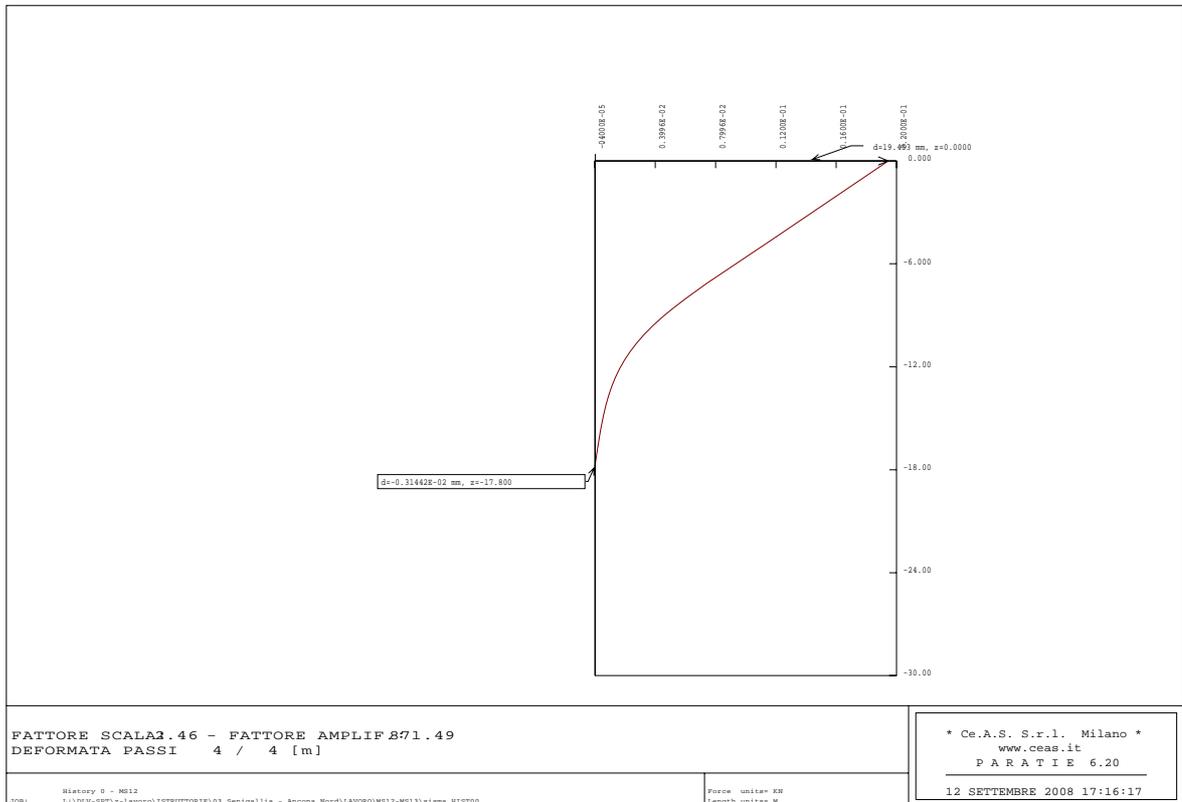


Figura 7.11 - Analisi di pericolosità sismica – Diagramma spostamento –  $k_c$  – FS



**Figura 7.12- Programma PARATIE – Spostamenti in fase di esercizio**

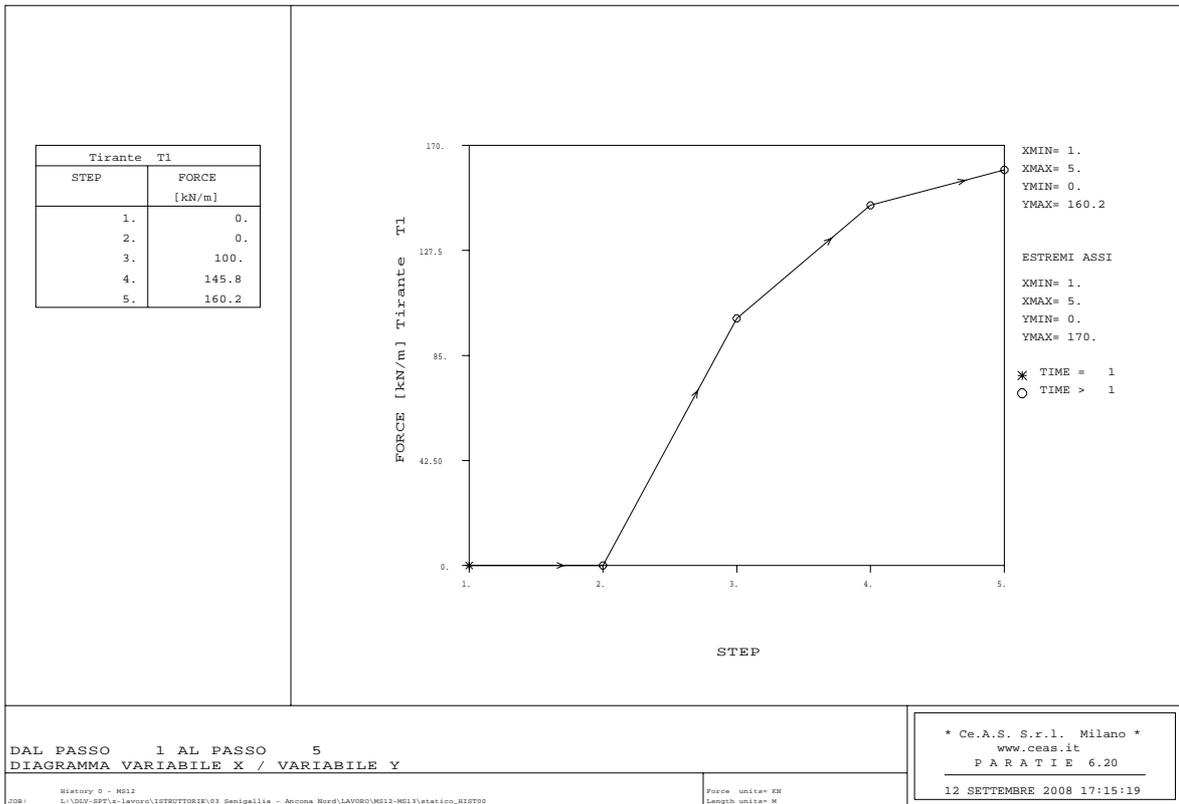
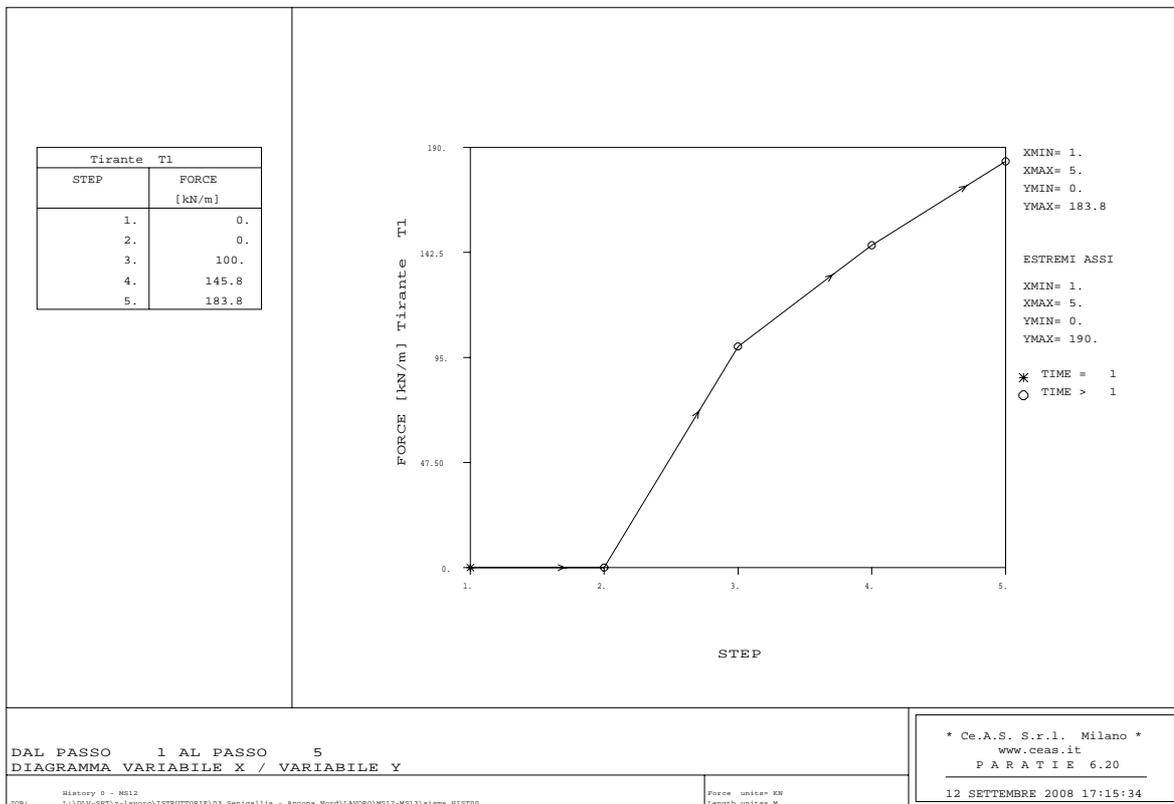
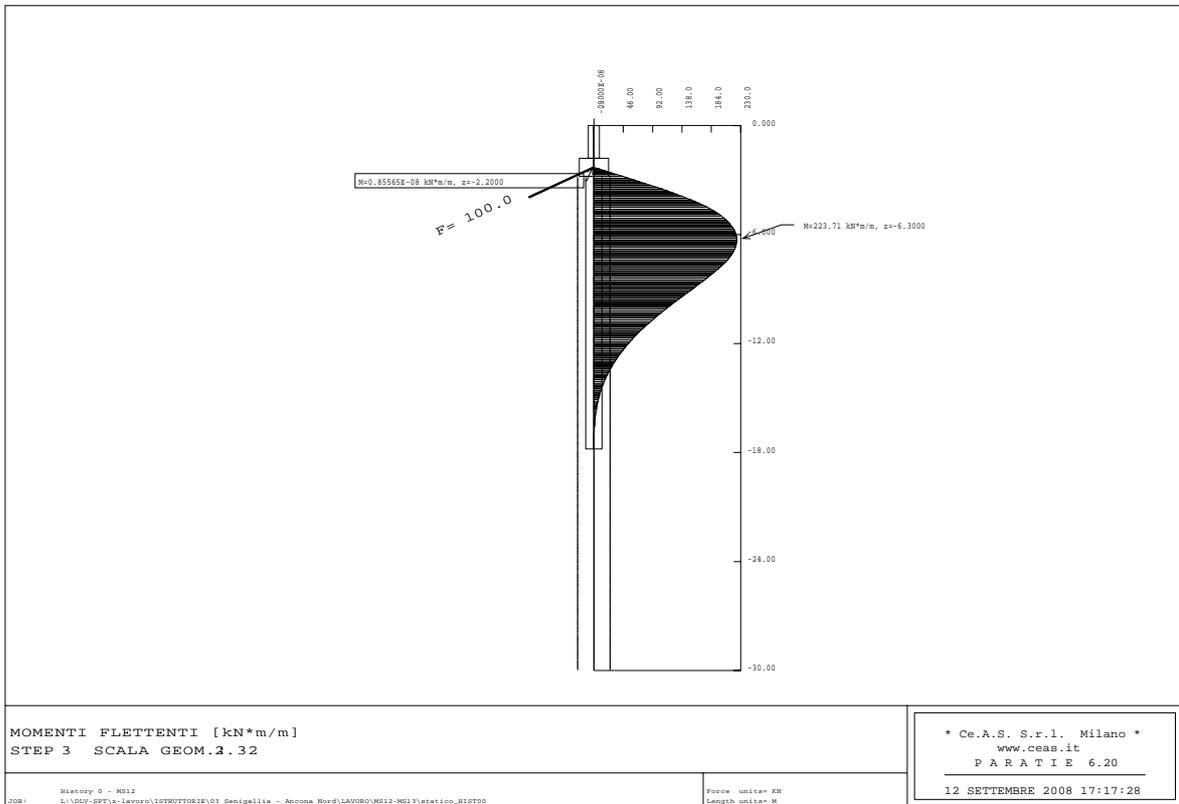


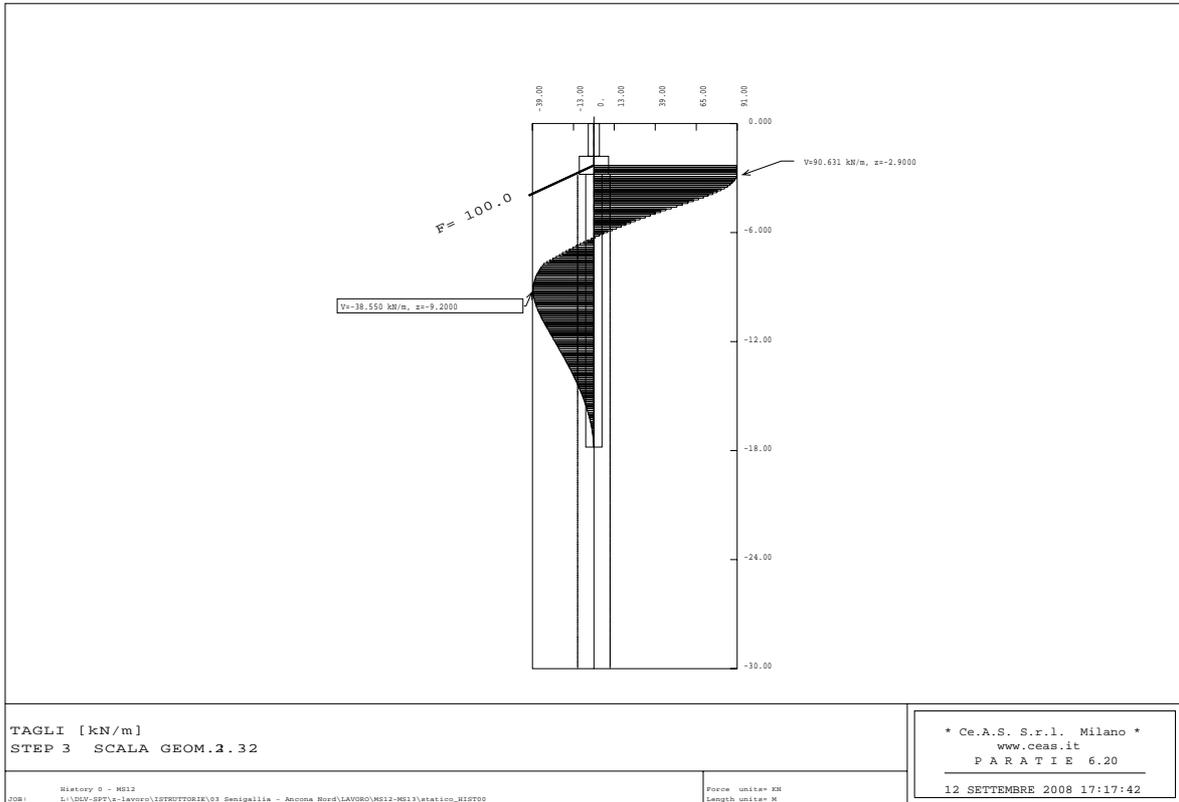
Figura 7.13 - Programma PARATIE – Tiro nel tirante – Caso statico



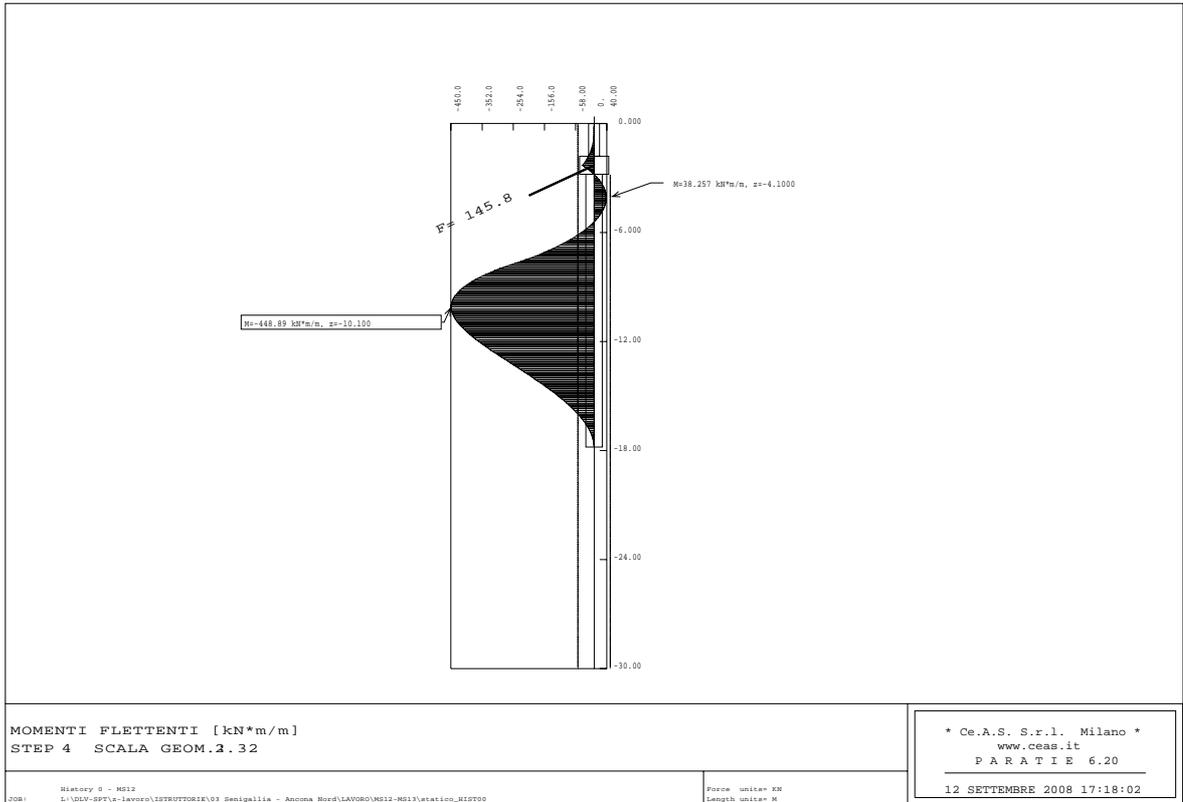
**Figura 7.14 - Programma PARATIE – Tiro nel tirante – Caso sismico**



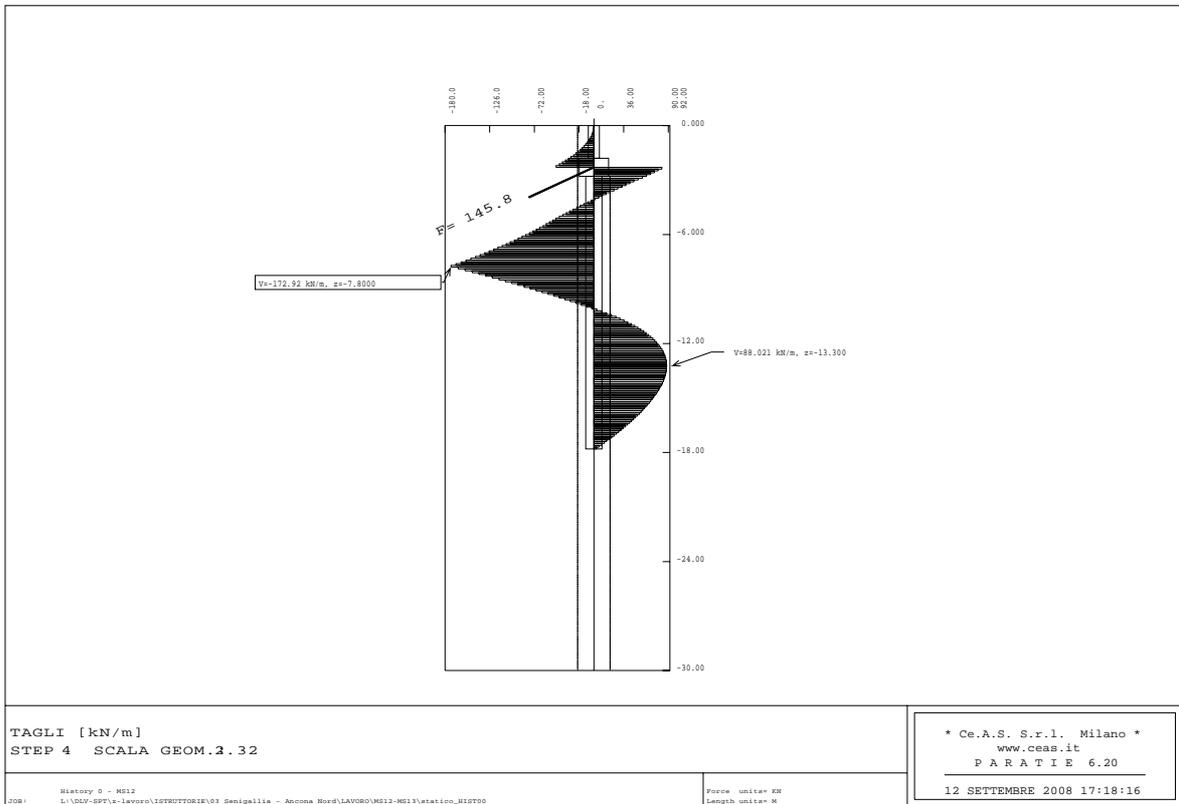
**Figura 7.15 - Programma PARATIE – Fasi costruttive – Momento flettente**



**Figura 7.16 - Programma PARATIE – Fasi costruttive – Taglio**



**Figura 7.17 - Programma PARATIE – Fase di esercizio – Momento flettente**



**Figura 7.18 - Programma PARATIE – Fase di esercizio – Taglio**

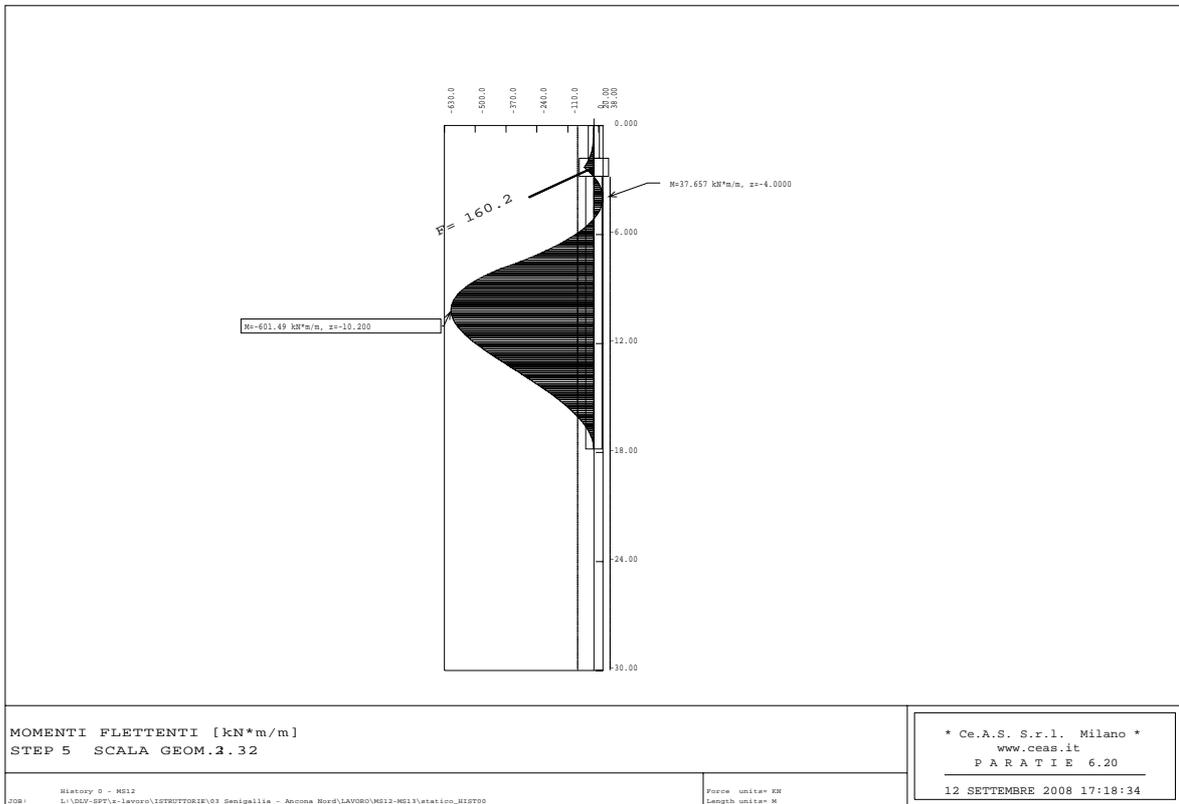


Figura 7.19 - Programma PARATIE – Fase SLU FS<sub>NEW</sub>– Momento flettente

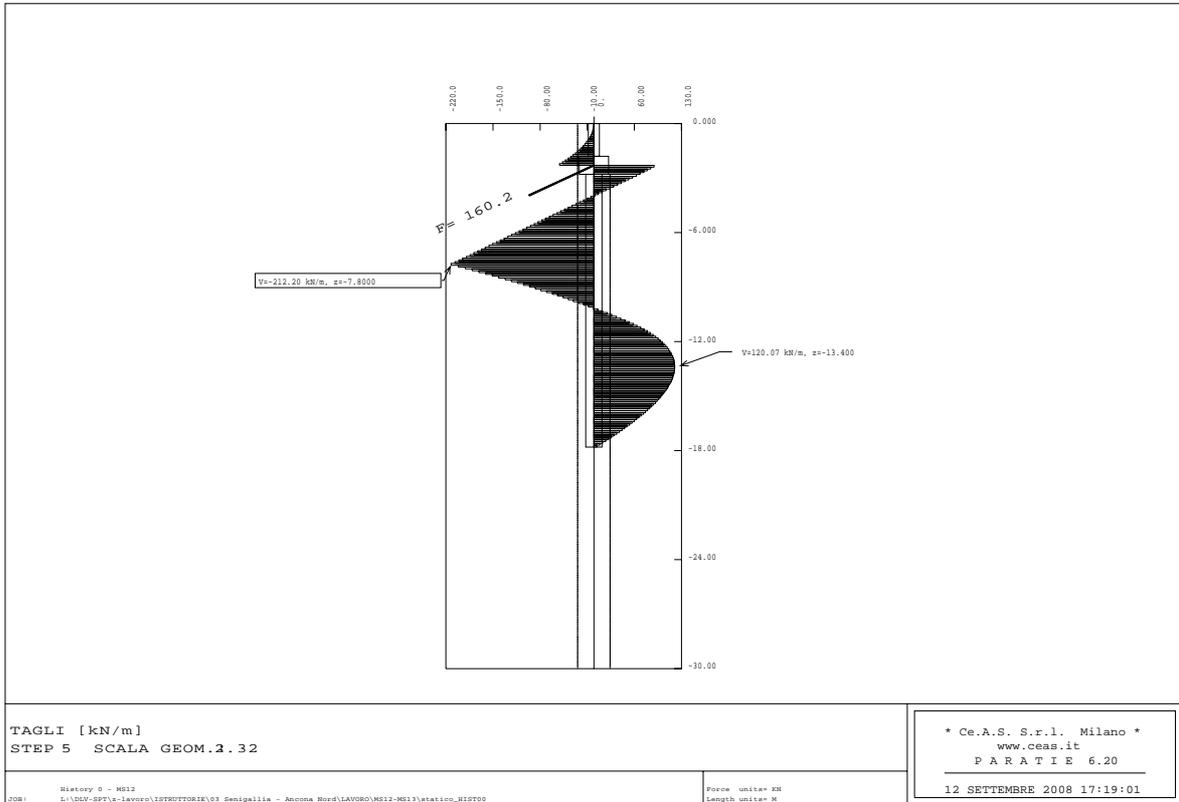
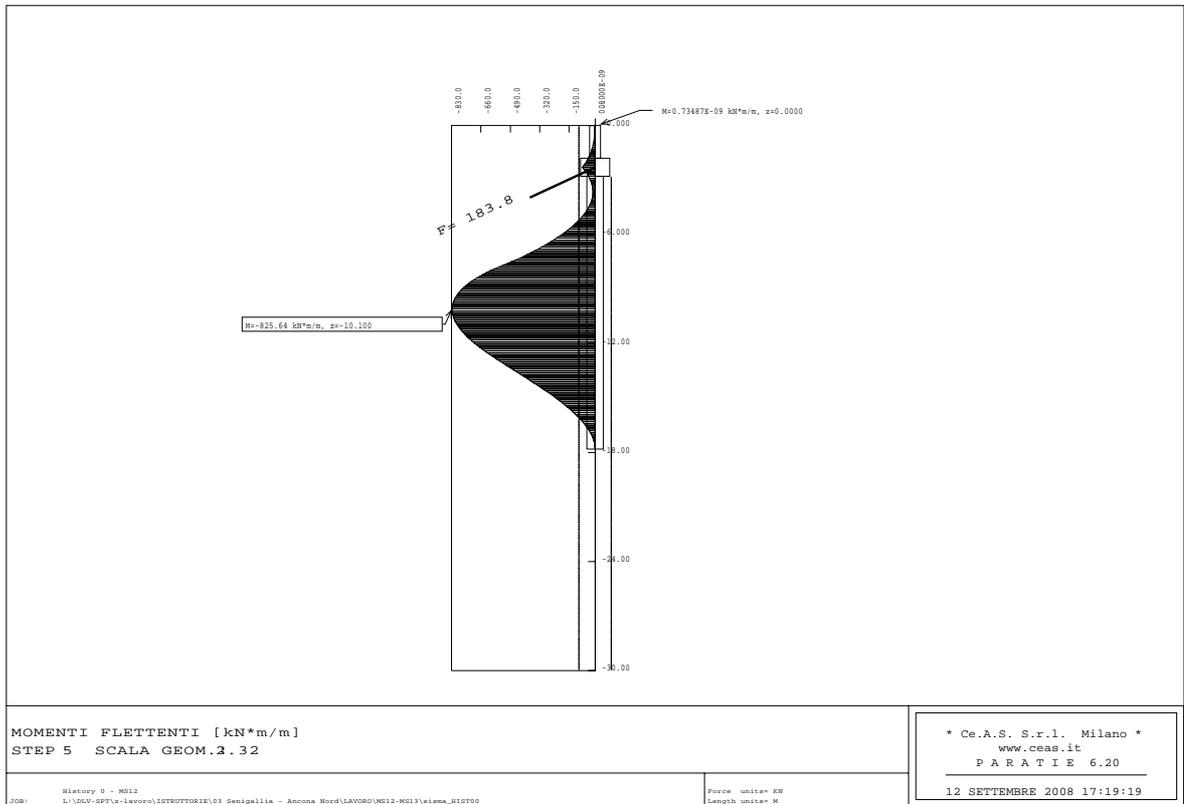
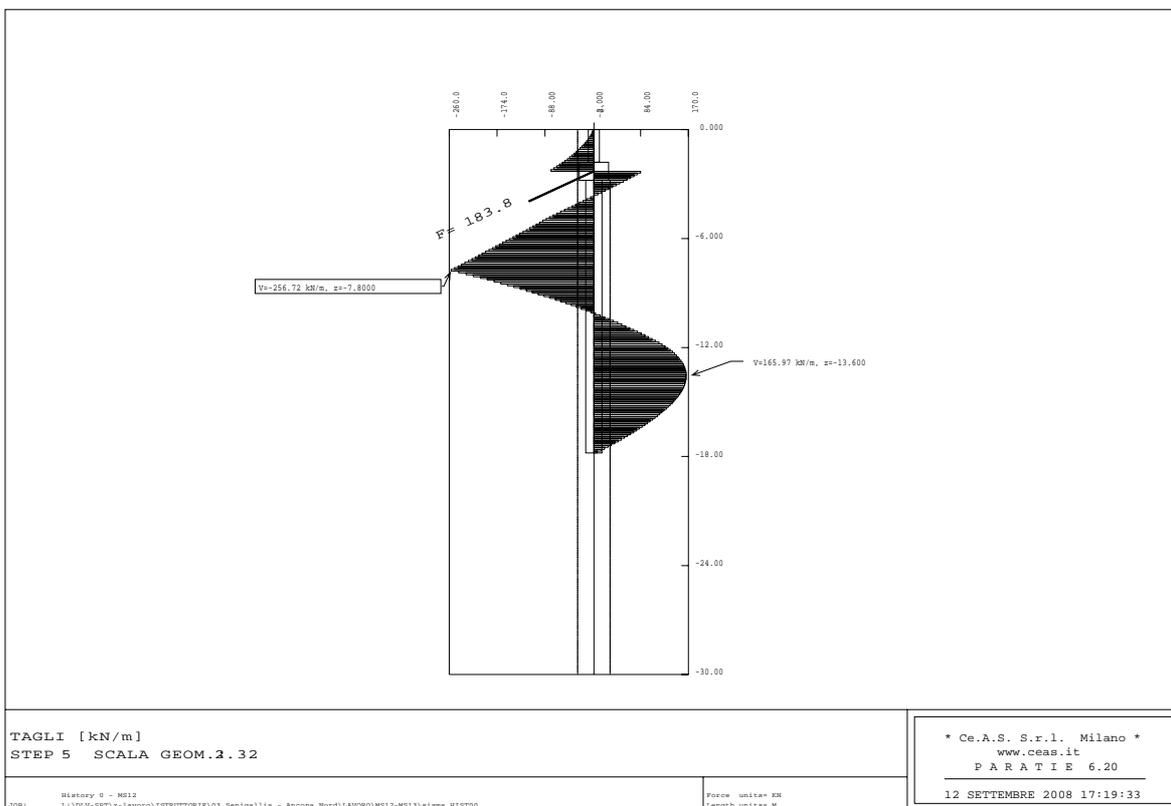


Figura 7.20 - Programma PARATIE – Fase SLU FS<sub>NEW</sub> – Taglio

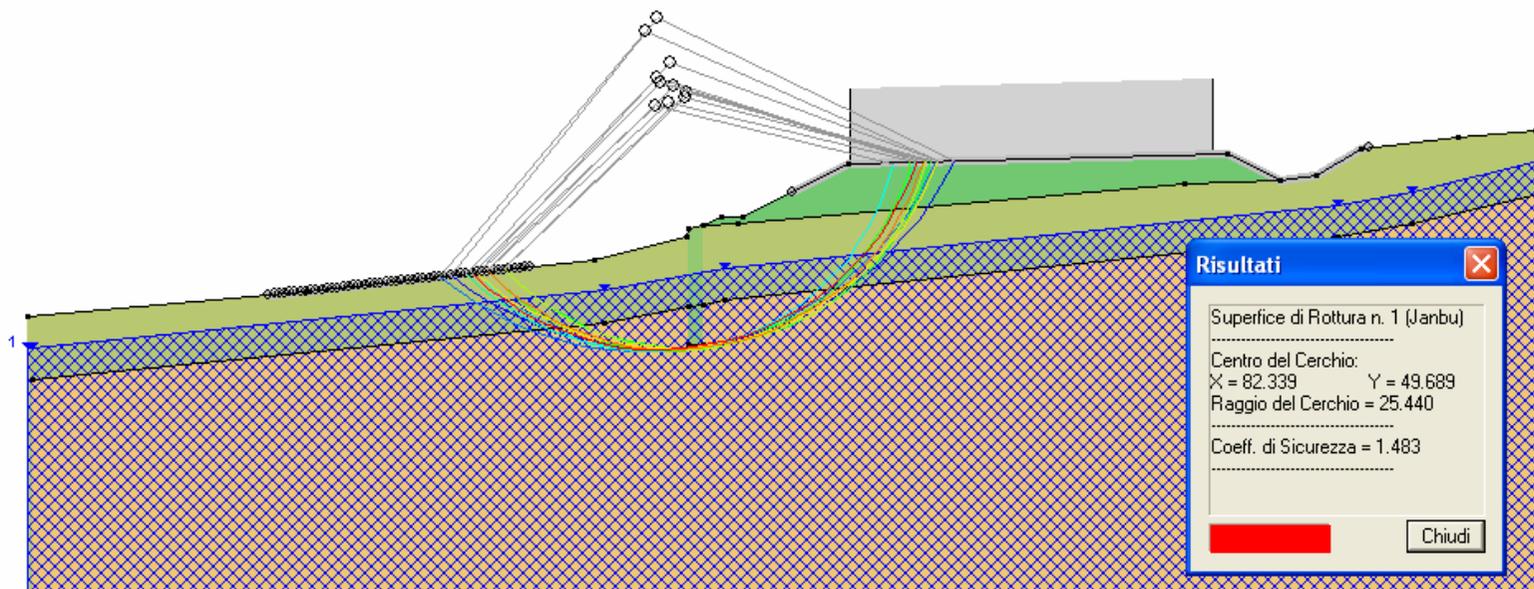


**Figura 7.21 - Programma PARATIE – Fase SLU Sisma – Momento flettente**



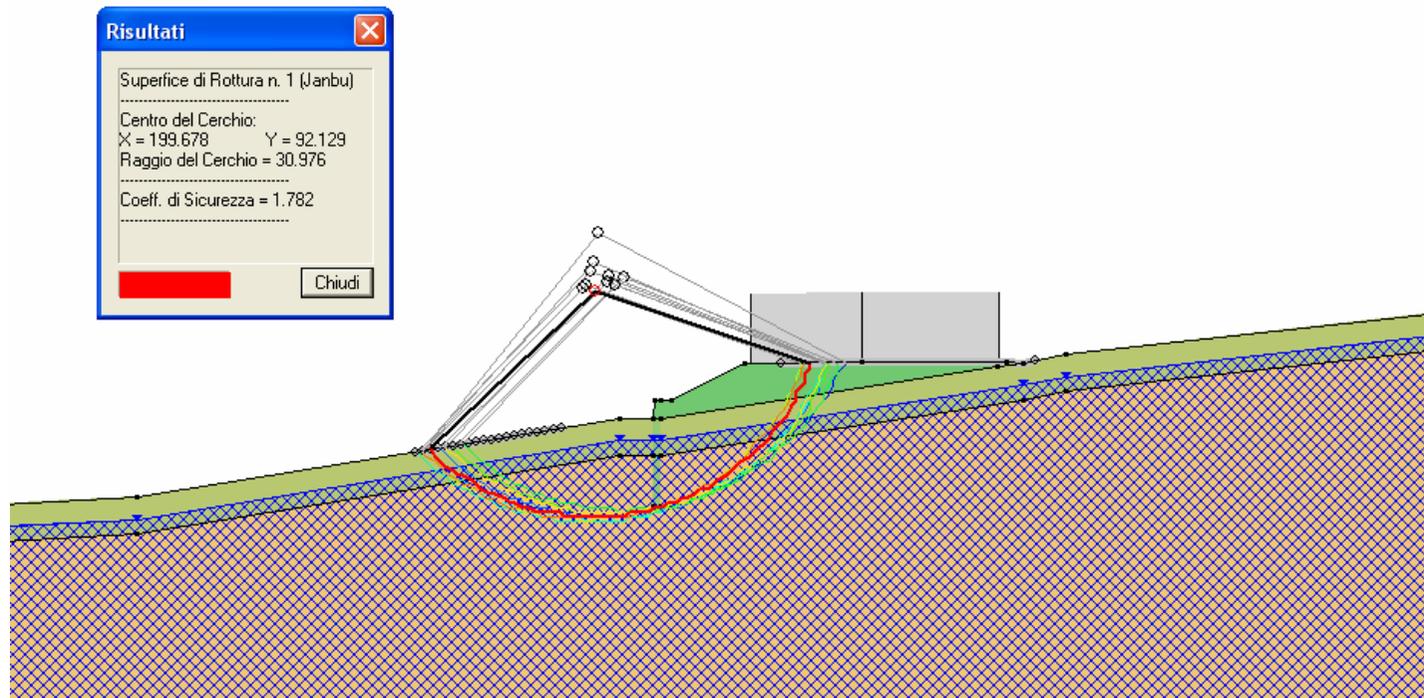
**Figura 7.22 - Programma PARATIE – Fase SLU Sisma – Taglio**

- gamma = 19.0, phi = 35.0, c = 0.0
- gamma = 20.0, phi = 12.0, c = 0.0
- gamma = 20.0, phi = 28.0, c = 10.0
- gamma = 25.0, phi = 0.0, c = 15000.0



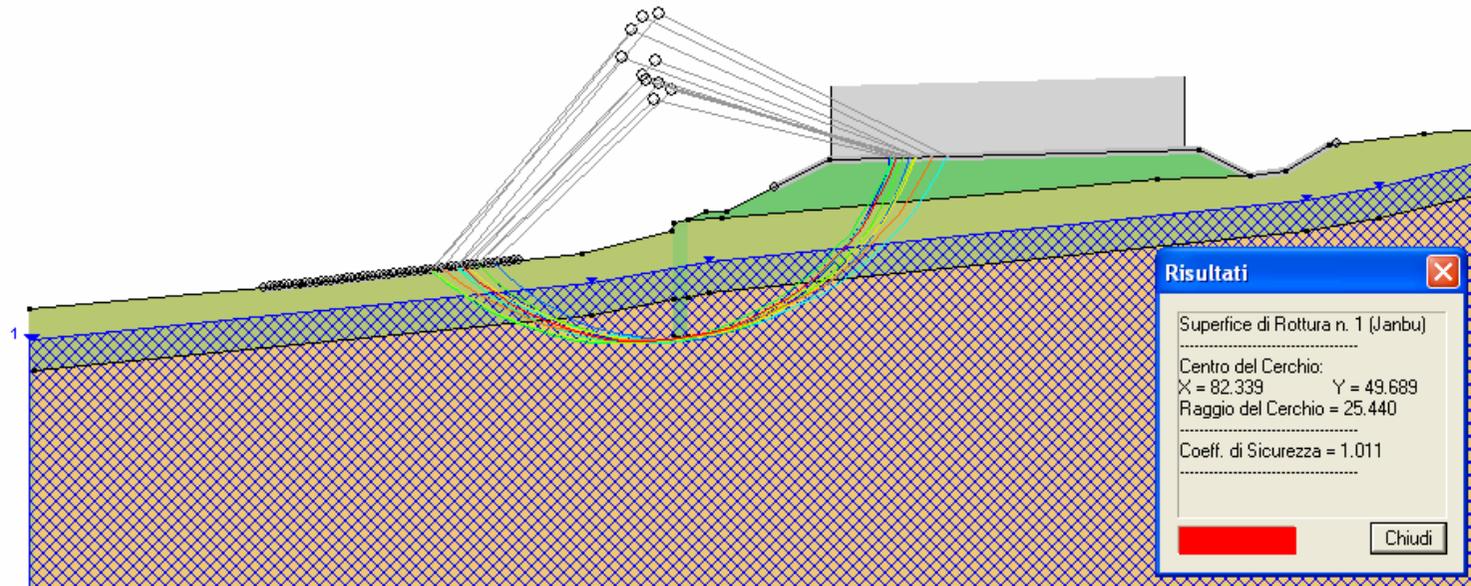
**Figura 8.1 - Analisi di stabilità globale nel caso statico ed individuazione della superficie di scorrimento avente Fs minimo (intervento esistente - pk 201+191 ÷ pk 201+292)**

- gamma = 19.0, phi = 35.0, c = 0.0
- gamma = 20.0, phi = 12.0, c = 0.0
- gamma = 20.0, phi = 28.0, c = 10.0
- gamma = 25.0, phi = 0.0, c = 12500.0

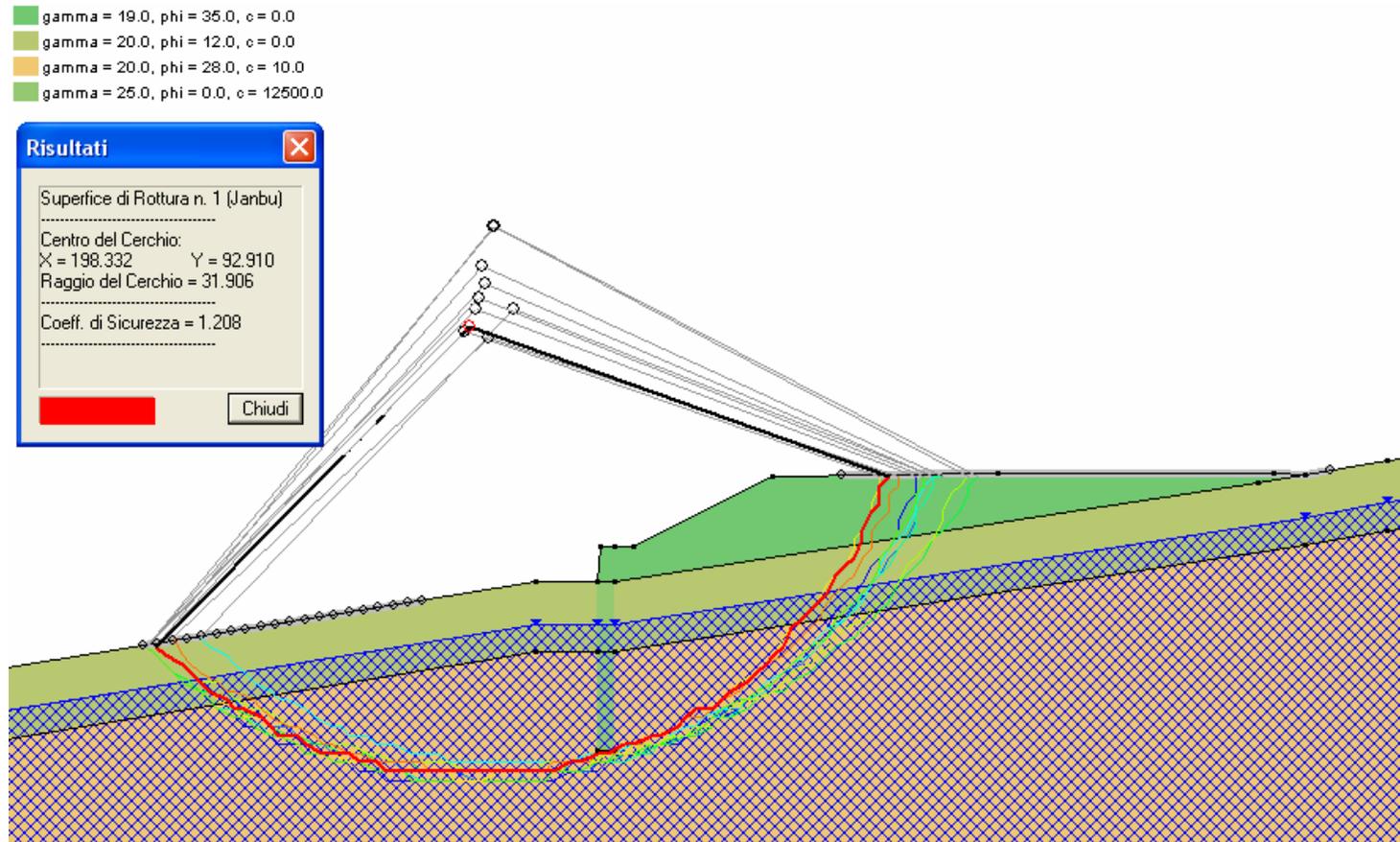


**Figura 8.2 - Analisi di stabilità globale nel caso statico ed individuazione della superficie di scorrimento avente Fs minimo (intervento in progetto - pk 200+986 ÷ pk 201+191)**

- gamma = 19.0, phi = 35.0, c = 0.0
- gamma = 20.0, phi = 12.0, c = 0.0
- gamma = 20.0, phi = 28.0, c = 10.0
- gamma = 25.0, phi = 0.0, c = 15000.0



**Figura 8.3 - Analisi di stabilità globale nel caso sismico ed individuazione della superficie di scorrimento avente Fs minimo (intervento esistente - pk 201+191 ÷ pk 201+292)**



**Figura 8.4 - Analisi di stabilità globale nel caso sismico ed individuazione della superficie di scorrimento avente Fs minimo (intervento in progetto - pk 200+986 ÷ pk 201+191)**

## Allegato 1

---

Tabulati di calcolo – Paratie 6.1

**INTERVENTO 12BIS**

```
*****
**                                     **
**           P   A   R   A   T   I   E           **
**                                     **
**           RELEASE 6.1   VERSIONE WIN           **
**                                     **
**   Ce.A.S. s.r.l. - Viale Giustiniano, 10       **
**                                     **
**                               20129 MILANO       **
**                                     **
*****
```

ELENCO DEI DATI DI INPUT(PARAGEN)

Per il significato dei vari comandi  
si faccia riferimento al manuale di  
input PARAGEN, versione 6.1 .

- N. comando
- 1: \* Paratie for Windows version 6.1
  - 2: \* Filename= <c:\documents and  
settings\pietro.soil.000\desktop\intervento 12\int
  - 3: \* project with "run time" parameters
  - 4: \* Force=kN Lenght=m
  - 5: \*
  - 6: units m kN
  - 7: title History 0 - Intervento 12bis
  - 8: delta 0.2
  - 9: option param itemax 20
  - 10: wall RightWall 0 -11 0
  - 11: \*
  - 12: soil DHRight RightWall -11 0 2 0
  - 13: soil UHRight RightWall -11 0 1 180
  - 14: \*
  - 15: material Cls 2.8E+007
  - 16: material Steel 2.1E+008
  - 17: \*
  - 18: beam Pali RightWall -11 0 Cls 1.14243

```

19: *
20: wire T1 RightWall 0 Steel 8.6875E-006 120 162
21: *
22: strip RightWall 1 1 0 11 0 20 45
23: strip RightWall 2 2 0 11 0 60 45
24: strip RightWall 3 3 0 11 0 40 45
25: *
26: * Soil Profile
27: *
28:   ldata           Coltre 0
29:     weight        20 10 10
30:     atrest         0.928 0 1
31:     resistance     0 12 0.928 1.51
32:     young          16000 24000
33:   endlayer
34:   ldata           Stabile -4.5
35:     weight        20 10 10
36:     atrest         0.792088 0.5 1
37:     resistance     0 12 0.608 1.693
38:     young          16000 24000
39:   endlayer
40:   ldata           Substrato -6
41:     weight        20 10 10
42:     atrest         0.530528 0 1
43:     resistance     10 28 0.317 3.929
44:     young          64000 96000
45:   endlayer
46: *
47: step 1 : Geostatica
48:   setwall RightWall
49:     geom 0 0
50:     water -3 0
51:     add Pali
52:     add T1
53: endstep
54: *
55: step 2 : Analisi statica k*
56:   change Coltre U-KA=1.266
57:   change Coltre D-KP=1.003
58:   setwall RightWall
59: endstep
60: *

```

```

61: step 3 : Analisi Pseudo-statica
62:   change Coltre U-KA=1.05
63:   change Coltre D-KP=0.918
64:   dload constant RightWall -6 -23.3 0 -23.3
65:   dload constant RightWall -11 -5.246 -6 -5.246
66:   setwall RightWall
67: endstep
68: *
69: *

```

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

LAYER Coltre

natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		
quota superiore	=	0.0000	m	
quota inferiore	=	-4.5000	m	
peso fuori falda	=	20.000	kN/m <sup>3</sup>	
peso efficace in falda	=	10.000	kN/m <sup>3</sup>	
peso dell'acqua	=	10.000	kN/m <sup>3</sup>	
angolo di attrito	=	12.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.92800		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	1.5100		(A MONTE)
Konc normal consolidato	=	0.92800		
OCR: grado di sovraconsolidazione	=	1.0000		
modello di rigidezza	=	1.0000		
modulo el. compr. vergine	=	16000.	kPa	
modulo el. scarico/ricarico	=	24000.	kPa	
natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		(A VALLE)
angolo di attrito	=	12.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.92800		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	=	1.5100		(A VALLE)

LAYER Stabile

natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		
quota superiore	=	-4.5000	m	
quota inferiore	=	-6.0000	m	
peso fuori falda	=	20.000	kN/m <sup>3</sup>	
peso efficace in falda	=	10.000	kN/m <sup>3</sup>	
peso dell'acqua	=	10.000	kN/m <sup>3</sup>	
angolo di attrito	=	12.000	DEG	(A MONTE)

coeff. spinta attiva ka	= 0.60800		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	= 1.6930		(A MONTE)
Konc normal consolidato	= 0.79209		
esponente di OCR	= 0.50000		
OCR: grado di sovraconsolidazione	= 1.0000		
modello di rigidezza	= 1.0000		
modulo el. compr. vergine	= 16000.	kPa	
modulo el. scarico/ricarico	= 24000.	kPa	
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		(A VALLE)
angolo di attrito	= 12.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.60800		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	= 1.6930		(A VALLE)

LAYER Substrato

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		
quota superiore	= -6.0000	m	
quota inferiore	= -0.10000E+31	m	
peso fuori falda	= 20.000	kN/m <sup>3</sup>	
peso efficace in falda	= 10.000	kN/m <sup>3</sup>	
peso dell'acqua	= 10.000	kN/m <sup>3</sup>	
coesione	= 10.000	kPa	(A MONTE)
angolo di attrito	= 28.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.31700		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	= 3.9290		(A MONTE)
Konc normal consolidato	= 0.53053		
OCR: grado di sovraconsolidazione	= 1.0000		
modello di rigidezza	= 1.0000		
modulo el. compr. vergine	= 64000.	kPa	
modulo el. scarico/ricarico	= 96000.	kPa	
natura 1=granulare, 2=argilla	= 1.0000		(A VALLE)
coesione	= 10.000	kPa	(A VALLE)
angolo di attrito	= 28.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	= 0.31700		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	= 3.9290		(A VALLE)

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 2

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

LAYER Coltre

coeff. spinta attiva ka	=	1.2660	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	1.0030	(A VALLE)

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 3

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

LAYER Coltre

coeff. spinta attiva ka	=	1.0500	(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	0.91800	(A VALLE)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 1

WALL RightWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	0.0000	m
quota della falda	=	-3.0000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	0.0000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-11.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 2

WALL RightWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	0.0000	m
quota della falda	=	-3.0000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kPa

quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	0.0000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-11.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

WALL RightWall

coordinata y	=	0.0000	m
quota piano campagna	=	0.0000	m
quota del fondo scavo	=	0.0000	m
quota della falda	=	-3.0000	m
sovraccarico a monte	=	0.0000	kPa

RIASSUNTO DATI RELATIVI ALLA FASE 3

quota del sovraccarico a monte	=	0.0000	m
depressione falda a valle	=	0.0000	m
sovraccarico a valle	=	0.0000	kPa
quota del sovraccarico a valle	=	-0.99900E+30	m
quota di taglio	=	0.0000	m
quota di equil. pressioni dell'acqua	=	-11.000	m
indicatore comportamento acqua	=	0.0000	(1=REMOVE)
opzione aggiornamento pressioni acqua	=	0.0000	(1=NO UPD)

RIASSUNTO ELEMENTI

=====

RIASSUNTO ELEMENTI SOIL						
Name	Wall	Z1	Z2	Flag	Angle	
		m	m		deg	
DHRight	RightWall	0.	-11.00	DOWNHILL	0.	

```

+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| UHRight | RightWall | 0. | -11.00 | UPHILL | 180.0 |
+-----+-----+-----+-----+-----+

```

```

+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|          RIASSUNTO ELEMENTI BEAM          |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| Name | Wall      | Z1 | Z2 | Mat | thick |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|      |           | m  | m  |    | m     |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| Pali | RightWall | 0. | -11.00 | _ | 1.142 |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+

```

```

+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|          RIASSUNTO ELEMENTI WIRE          |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| Name | Wall      | Zeta | Mat | A/L | Pinit | Angle |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|      |           | m    |    |    | kN/m  | deg   |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| T1  | RightWall | 0.   | _   | 0.8687E-05 | 120.0 | 162.0 |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+

```

RIASSUNTO DATI VARI

=====

```

+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|          MATERIALI          |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| Name | YOUNG MODULUS |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
|      |                | kPa |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| Cls | 2.8E+007 |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+
| Stee | 2.1E+008 |
+-----+-----+-----+-----+-----+-----+

```

DISTRIBUTED LOAD SUMMARY

Wall	From step	To step	Z1	P1	Z2	P2
Righ	3	3	-6.0000	-23.300	0.0000	-23.300
Righ	3	3	-11.000	-5.2460	-6.0000	-5.2460

UNITS FOR Z1 , Z2 =m

UNITS FOR P1 , P2 =kPa

RIASSUNTO ANALISI INCREMENTALE

FASE	N. DI ITERAZIONI	CONVERGENZA
1	5	SI
2	5	SI
3	4	SI

STEP DI CARICO NO. 1

NOD	Y-DISPL [m]	X-ROT [rad]
1	0.25342447E-02	-0.50246873E-03
2	0.24337936E-02	-0.50182996E-03
3	0.23335963E-02	-0.49993774E-03
4	0.22338985E-02	-0.49684499E-03
5	0.21349343E-02	-0.49261271E-03
6	0.20369249E-02	-0.48730828E-03
7	0.19400775E-02	-0.48100518E-03
8	0.18445841E-02	-0.47378108E-03
9	0.17506212E-02	-0.46571370E-03
10	0.16583499E-02	-0.45687778E-03
11	0.15679166E-02	-0.44734465E-03
12	0.14794540E-02	-0.43718237E-03
13	0.13930814E-02	-0.42645563E-03
14	0.13089053E-02	-0.41522598E-03
15	0.12270205E-02	-0.40355188E-03
16	0.11475105E-02	-0.39148863E-03
17	0.10704476E-02	-0.37908868E-03
18	0.99589420E-03	-0.36640154E-03
19	0.92390296E-03	-0.35347385E-03
20	0.85451768E-03	-0.34034968E-03

21	0.78777346E-03	-0.32707039E-03
22	0.72369730E-03	-0.31367477E-03
23	0.66230888E-03	-0.30019926E-03
24	0.60362066E-03	-0.28667788E-03
25	0.54763781E-03	-0.27315487E-03
26	0.49435528E-03	-0.25968309E-03
27	0.44375798E-03	-0.24631043E-03
28	0.39582164E-03	-0.23308006E-03
29	0.35051390E-03	-0.22003053E-03
30	0.30779507E-03	-0.20719616E-03
31	0.26761906E-03	-0.19460719E-03
32	0.22993180E-03	-0.18232434E-03
33	0.19466317E-03	-0.17043413E-03
34	0.16172705E-03	-0.15901044E-03
35	0.13102376E-03	-0.14811526E-03
36	0.10244231E-03	-0.13779949E-03
37	0.75862619E-04	-0.12810377E-03
38	0.51157400E-04	-0.11905911E-03
39	0.28194090E-04	-0.11068770E-03
40	0.68364743E-05	-0.10300395E-03
41	-0.13053819E-04	-0.96015130E-04
42	-0.31615917E-04	-0.89721376E-04
43	-0.48988219E-04	-0.84115345E-04
44	-0.65306922E-04	-0.79182391E-04
45	-0.80704631E-04	-0.74901327E-04
46	-0.95309108E-04	-0.71245056E-04
47	-0.10924213E-03	-0.68180925E-04
48	-0.12261842E-03	-0.65670982E-04
49	-0.13554460E-03	-0.63672196E-04
50	-0.14811818E-03	-0.62136678E-04
51	-0.16042664E-03	-0.61011779E-04
52	-0.17254645E-03	-0.60240254E-04
53	-0.18454219E-03	-0.59760325E-04
54	-0.19646561E-03	-0.59505728E-04
55	-0.20835479E-03	-0.59405771E-04
56	-0.22023323E-03	-0.59385340E-04

STEP DI CARICO NO. 2

NOD	Y-DISPL [m]	X-ROT [rad]
1	-0.58677685E-02	0.61235152E-03
2	-0.57452521E-02	0.61304373E-03

3	-0.56224628E-02	0.61506510E-03
4	-0.54991455E-02	0.61829935E-03
5	-0.53750705E-02	0.62262063E-03
6	-0.52500335E-02	0.62789797E-03
7	-0.51238565E-02	0.63399627E-03
8	-0.49963892E-02	0.64078107E-03
9	-0.48675071E-02	0.64811780E-03
10	-0.47371145E-02	0.65586821E-03
11	-0.46051419E-02	0.66389050E-03
12	-0.44715498E-02	0.67203946E-03
13	-0.43363273E-02	0.68016903E-03
14	-0.41994932E-02	0.68813196E-03
15	-0.40610959E-02	0.69577782E-03
16	-0.39212136E-02	0.70295302E-03
17	-0.37799564E-02	0.70950110E-03
18	-0.36374654E-02	0.71526301E-03
19	-0.34939141E-02	0.72007958E-03
20	-0.33495072E-02	0.72379131E-03
21	-0.32044821E-02	0.72623690E-03
22	-0.30591078E-02	0.72725356E-03
23	-0.29136869E-02	0.72667666E-03
24	-0.27685545E-02	0.72434114E-03
25	-0.26240698E-02	0.72021416E-03
26	-0.24805819E-02	0.71439159E-03
27	-0.23384201E-02	0.70696394E-03
28	-0.21978975E-02	0.69801620E-03
29	-0.20593097E-02	0.68762799E-03
30	-0.19229373E-02	0.67587389E-03
31	-0.17890466E-02	0.66282385E-03
32	-0.16578832E-02	0.64864394E-03
33	-0.15296472E-02	0.63359167E-03
34	-0.14044885E-02	0.61790942E-03
35	-0.12825102E-02	0.60182519E-03
36	-0.11637710E-02	0.58555283E-03
37	-0.10482883E-02	0.56929223E-03
38	-0.93604083E-03	0.55323000E-03
39	-0.82697149E-03	0.53753948E-03
40	-0.72098954E-03	0.52238151E-03
41	-0.61797351E-03	0.50790468E-03
42	-0.51777315E-03	0.49424585E-03
43	-0.42021225E-03	0.48153033E-03
44	-0.32509054E-03	0.46987223E-03

45	-0.23218636E-03	0.45936924E-03
46	-0.14126116E-03	0.45009129E-03
47	-0.52065603E-04	0.44207694E-03
48	0.35654357E-04	0.43533379E-03
49	0.12215097E-03	0.42983654E-03
50	0.20766820E-03	0.42552772E-03
51	0.29243538E-03	0.42231852E-03
52	0.37666099E-03	0.42009013E-03
53	0.46052688E-03	0.41869367E-03
54	0.54418197E-03	0.41795016E-03
55	0.62773697E-03	0.41765740E-03
56	0.71126048E-03	0.41759739E-03

STEP DI CARICO NO. 3

NOD	Y-DISPL [m]	X-ROT [rad]
1	-0.67141526E-02	0.69837336E-03
2	-0.65744310E-02	0.69907965E-03
3	-0.64344304E-02	0.70114149E-03
4	-0.62938915E-02	0.70444093E-03
5	-0.61525796E-02	0.70885528E-03
6	-0.60102837E-02	0.71425887E-03
7	-0.58668186E-02	0.72052417E-03
8	-0.57220249E-02	0.72752323E-03
9	-0.55757691E-02	0.73512603E-03
10	-0.54279435E-02	0.74319751E-03
11	-0.52784681E-02	0.75159781E-03
12	-0.51272921E-02	0.76018227E-03
13	-0.49743927E-02	0.76880329E-03
14	-0.48197783E-02	0.77731046E-03
15	-0.46634865E-02	0.78554853E-03
16	-0.45055873E-02	0.79335773E-03
17	-0.43461830E-02	0.80057385E-03
18	-0.41854088E-02	0.80702896E-03
19	-0.40234337E-02	0.81255351E-03
20	-0.38604606E-02	0.81697607E-03
21	-0.36967280E-02	0.82012243E-03
22	-0.35325086E-02	0.82181545E-03
23	-0.33681109E-02	0.82187535E-03
24	-0.32038793E-02	0.82012033E-03
25	-0.30401871E-02	0.81650022E-03
26	-0.28773984E-02	0.81109419E-03

27	-0.27158635E-02	0.80397492E-03
28	-0.25559182E-02	0.79520897E-03
29	-0.23978858E-02	0.78485679E-03
30	-0.22420776E-02	0.77297294E-03
31	-0.20887954E-02	0.75960637E-03
32	-0.19383231E-02	0.74491935E-03
33	-0.17908970E-02	0.72919193E-03
34	-0.16466975E-02	0.71269734E-03
35	-0.15058521E-02	0.69569179E-03
36	-0.13684388E-02	0.67841535E-03
37	-0.12344891E-02	0.66109170E-03
38	-0.11039914E-02	0.64392894E-03
39	-0.97689393E-03	0.62711997E-03
40	-0.85310795E-03	0.61084278E-03
41	-0.73251047E-03	0.59526105E-03
42	-0.61494723E-03	0.58052450E-03
43	-0.50023524E-03	0.56676927E-03
44	-0.38816588E-03	0.55411819E-03
45	-0.27850704E-03	0.54268114E-03
46	-0.17100653E-03	0.53254748E-03
47	-0.65397304E-04	0.52377506E-03
48	0.38595648E-04	0.51638501E-03
49	0.14124764E-03	0.51035918E-03
50	0.24282644E-03	0.50564011E-03
51	0.34358446E-03	0.50213234E-03
52	0.44375128E-03	0.49970316E-03
53	0.54352632E-03	0.49818307E-03
54	0.64307183E-03	0.49737270E-03
55	0.74250810E-03	0.49705297E-03
56	0.84190996E-03	0.49698731E-03

MASSIMI SPOSTAMENTI LATERALI

\*TUTTI I PASSI\*

\* PARETE RightWall\*

\* I PASSI NON EQUILIBRATI SONO ESCLUSI \*

\* NOTA: LE QUOTE ESPRESSE IN m

E GLI SPOSTAMENTI IN m

NODO	QUOTA ZETA	SPOSTAMENTO MASSIMO	FASE PARETE RightWall
1	0.0000	-0.67142E-02	3
2	-0.20000	-0.65744E-02	3
3	-0.40000	-0.64344E-02	3

4	-0.60000	-0.62939E-02	3
5	-0.80000	-0.61526E-02	3
6	-1.0000	-0.60103E-02	3
7	-1.2000	-0.58668E-02	3
8	-1.4000	-0.57220E-02	3
9	-1.6000	-0.55758E-02	3
10	-1.8000	-0.54279E-02	3
11	-2.0000	-0.52785E-02	3
12	-2.2000	-0.51273E-02	3
13	-2.4000	-0.49744E-02	3
14	-2.6000	-0.48198E-02	3
15	-2.8000	-0.46635E-02	3
16	-3.0000	-0.45056E-02	3
17	-3.2000	-0.43462E-02	3
18	-3.4000	-0.41854E-02	3
19	-3.6000	-0.40234E-02	3
20	-3.8000	-0.38605E-02	3
21	-4.0000	-0.36967E-02	3
22	-4.2000	-0.35325E-02	3
23	-4.4000	-0.33681E-02	3
24	-4.6000	-0.32039E-02	3
25	-4.8000	-0.30402E-02	3
26	-5.0000	-0.28774E-02	3
27	-5.2000	-0.27159E-02	3
28	-5.4000	-0.25559E-02	3
29	-5.6000	-0.23979E-02	3
30	-5.8000	-0.22421E-02	3
31	-6.0000	-0.20888E-02	3
32	-6.2000	-0.19383E-02	3
33	-6.4000	-0.17909E-02	3
34	-6.6000	-0.16467E-02	3
35	-6.8000	-0.15059E-02	3
36	-7.0000	-0.13684E-02	3
37	-7.2000	-0.12345E-02	3
38	-7.4000	-0.11040E-02	3
39	-7.6000	-0.97689E-03	3
40	-7.8000	-0.85311E-03	3
41	-8.0000	-0.73251E-03	3
42	-8.2000	-0.61495E-03	3
43	-8.4000	-0.50024E-03	3
44	-8.6000	-0.38817E-03	3
45	-8.8000	-0.27851E-03	3

46	-9.0000	-0.17101E-03	3
47	-9.2000	-0.10924E-03	1
48	-9.4000	-0.12262E-03	1
49	-9.6000	0.14125E-03	3
50	-9.8000	0.24283E-03	3
51	-10.000	0.34358E-03	3
52	-10.200	0.44375E-03	3
53	-10.400	0.54353E-03	3
54	-10.600	0.64307E-03	3
55	-10.800	0.74251E-03	3
56	-11.000	0.84191E-03	3

INVILUPPO AZIONI INTERNE NEGLI ELEMENTI DI PARETE

(PER UNITA' DI PROFONDITA')

\* PARETE RightWall GRUPPO Pali\*

\*STEP 1 - 3\*

\* I PASSI NON EQUILIBRATI SONO ESCLUSI \*

Nella tabella si stampano i seguenti risultati:

MOMENTO SX = Momento che tende le fibre sulla faccia sinistra [kN\*m/m]

MOMENTO DX = Momento che tende le fibre sulla faccia destra [kN\*m/m]

TAGLIO = forza tagliante (valore assoluto, priva di segno)[kN/m ]

BEAM EL.	ESTREMO	QUOTA	MOMENTO SX	MOMENTO DX	TAGLIO
1	A	0.	0.5602E-09	0.4038E-09	122.9
	B	-0.2000	24.57	0.	122.9
2	A	-0.2000	24.57	0.	112.9
	B	-0.4000	47.15	0.	112.9
3	A	-0.4000	47.15	0.	102.4
	B	-0.6000	67.63	0.	102.4
4	A	-0.6000	67.63	0.	96.31
	B	-0.8000	85.94	0.	96.31
5	A	-0.8000	85.94	0.	90.17
	B	-1.000	102.0	0.	90.17
6	A	-1.000	102.0	0.	83.53
	B	-1.200	118.0	0.	83.53
7	A	-1.200	118.0	0.	76.67
	B	-1.400	133.3	0.	76.67
8	A	-1.400	133.3	0.	70.02
	B	-1.600	147.3	0.	70.02
9	A	-1.600	147.3	0.	63.66
	B	-1.800	160.1	0.	63.66

10	A	-1.800	160.1	0.	57.61
	B	-2.000	171.6	0.	57.61
11	A	-2.000	171.6	0.	51.83
	B	-2.200	181.9	0.	51.83
12	A	-2.200	181.9	0.	46.34
	B	-2.400	191.2	0.	46.34
13	A	-2.400	191.2	0.	41.13
	B	-2.600	199.4	0.	41.13
14	A	-2.600	199.4	0.	36.18
	B	-2.800	206.7	0.	36.18
15	A	-2.800	206.7	0.	47.67
	B	-3.000	213.0	0.	47.67
16	A	-3.000	213.0	0.	61.42
	B	-3.200	218.4	0.	61.42
17	A	-3.200	218.4	0.	75.32
	B	-3.400	223.0	0.	75.32
18	A	-3.400	223.0	0.	89.11
	B	-3.600	226.8	0.	89.11
19	A	-3.600	226.8	0.	103.4
	B	-3.800	229.8	0.	103.4
20	A	-3.800	229.8	0.	118.6
	B	-4.000	232.2	0.	118.6
21	A	-4.000	232.2	0.	134.2
	B	-4.200	233.9	0.	134.2
22	A	-4.200	233.9	0.	149.9
	B	-4.400	234.9	24.61	149.9
23	A	-4.400	234.9	24.61	165.8
	B	-4.600	235.4	56.63	165.8
24	A	-4.600	235.4	56.63	158.6
	B	-4.800	235.0	86.94	158.6
25	A	-4.800	235.0	86.94	152.0
	B	-5.000	233.7	115.6	152.0
26	A	-5.000	233.7	115.6	146.0
	B	-5.200	231.5	142.8	146.0
27	A	-5.200	231.5	142.8	140.5
	B	-5.400	228.7	168.5	140.5
28	A	-5.400	228.7	168.5	135.5
	B	-5.600	225.3	193.6	135.5
29	A	-5.600	225.3	193.6	131.0
	B	-5.800	221.2	219.8	131.0
30	A	-5.800	221.2	219.8	127.0
	B	-6.000	216.7	245.2	127.0

31	A	-6.000	216.7	245.2	102.7
	B	-6.200	210.6	265.7	102.7
32	A	-6.200	210.6	265.7	78.23
	B	-6.400	203.1	281.4	78.23
33	A	-6.400	203.1	281.4	55.22
	B	-6.600	194.4	292.4	55.22
34	A	-6.600	194.4	292.4	48.41
	B	-6.800	184.7	299.2	48.41
35	A	-6.800	184.7	299.2	52.38
	B	-7.000	174.2	301.9	52.38
36	A	-7.000	174.2	301.9	55.47
	B	-7.200	163.1	300.8	55.47
37	A	-7.200	163.1	300.8	57.77
	B	-7.400	151.5	296.3	57.77
38	A	-7.400	151.5	296.3	59.34
	B	-7.600	139.7	288.5	59.34
39	A	-7.600	139.7	288.5	60.27
	B	-7.800	127.6	277.8	60.27
40	A	-7.800	127.6	277.8	67.30
	B	-8.000	115.5	264.3	67.30
41	A	-8.000	115.5	264.3	79.72
	B	-8.200	103.4	248.4	79.72
42	A	-8.200	103.4	248.4	90.97
	B	-8.400	91.58	230.2	90.97
43	A	-8.400	91.58	230.2	101.1
	B	-8.600	80.03	209.9	101.1
44	A	-8.600	80.03	209.9	110.1
	B	-8.800	68.90	187.9	110.1
45	A	-8.800	68.90	187.9	116.6
	B	-9.000	58.29	164.6	116.6
46	A	-9.000	58.29	164.6	120.2
	B	-9.200	48.30	140.6	120.2
47	A	-9.200	48.30	140.6	120.3
	B	-9.400	39.01	116.5	120.3
48	A	-9.400	39.01	116.5	117.0
	B	-9.600	30.52	93.11	117.0
49	A	-9.600	30.52	93.11	110.3
	B	-9.800	22.90	71.05	110.3
50	A	-9.800	22.90	71.05	100.4
	B	-10.00	16.23	50.98	100.4
51	A	-10.00	16.23	50.98	87.24
	B	-10.20	10.61	33.53	87.24

52	A	-10.20	10.61	33.53	70.88
	B	-10.40	6.090	19.35	70.88
53	A	-10.40	6.090	19.35	52.58
	B	-10.60	2.767	8.837	52.58
54	A	-10.60	2.767	8.837	32.76
	B	-10.80	0.7108	2.285	32.76
55	A	-10.80	0.7108	2.285	11.42
	B	-11.00	0.2910E-10	0.1164E-09	11.42

FORZE NEGLI ANCORAGGI ATTIVI (PER UNITA' DI PROFONDITA')

TIRANTE	T1	1 PARETE RightWall	QUOTA	0.0000
		FASE 1 FORZA	120.00	kN/m
		FASE 2 FORZA	134.58	kN/m
		FASE 3 FORZA	136.05	kN/m

INVILUPPO RISULTATI NEGLI ELEMENTI TERRENO

\* PARETE RightWall GRUPPO DHRight\*

\*STEP 1 - 3\*

\* I PASSI NON EQUILIBRATI SONO ESCLUSI \*

Nella tabella si stampano i seguenti risultati:

SIGMA-H = massimo sforzo orizzontale efficace [kPa ]  
 TAGLIO = massimo sforzo di taglio [kPa ]  
 PR. ACQUA =massima pressione interstiziale [kPa ]  
 GRAD. MAX =massimo gradiente idraulico

SOIL EL.	QUOTA	SIGMA-H	TAGLIO	PR. ACQUA	GRAD. MAX
1	0.	0.	0.	0.	0.
2	-0.2000	4.012	0.1640	0.	0.
3	-0.4000	8.024	0.3280	0.	0.
4	-0.6000	12.04	0.4920	0.	0.
5	-0.8000	16.05	0.6560	0.	0.
6	-1.000	20.06	0.8200	0.	0.
7	-1.200	24.07	0.9840	0.	0.
8	-1.400	28.08	1.148	0.	0.
9	-1.600	32.10	1.312	0.	0.
10	-1.800	36.11	1.476	0.	0.
11	-2.000	40.12	1.640	0.	0.
12	-2.200	44.13	1.804	0.	0.
13	-2.400	48.14	1.968	0.	0.
14	-2.600	52.16	2.132	0.	0.

15	-2.800	56.17	2.296	0.	0.
16	-3.000	60.18	2.460	0.	0.
17	-3.200	62.19	2.542	2.000	0.
18	-3.400	64.19	2.624	4.000	0.
19	-3.600	66.20	2.706	6.000	0.
20	-3.800	68.20	2.788	8.000	0.
21	-4.000	70.21	2.870	10.00	0.
22	-4.200	72.22	2.952	12.00	0.
23	-4.400	74.22	3.034	14.00	0.
24	-4.600	122.0	23.01	16.00	0.
25	-4.800	120.5	21.27	18.00	0.
26	-5.000	119.1	19.55	20.00	0.
27	-5.200	117.7	17.83	22.00	0.
28	-5.400	116.3	16.14	24.00	0.
29	-5.600	114.9	14.46	26.00	0.
30	-5.800	113.6	12.80	28.00	0.
31	-6.000	161.4	35.71	30.00	0.
32	-6.200	154.5	31.23	32.00	0.
33	-6.400	147.7	27.78	34.00	0.
34	-6.600	141.0	27.02	36.00	0.
35	-6.800	134.6	26.34	38.00	0.
36	-7.000	128.3	25.75	40.00	0.
37	-7.200	122.2	25.23	42.00	0.
38	-7.400	116.3	24.84	44.00	0.
39	-7.600	110.6	24.60	46.00	0.
40	-7.800	105.1	24.41	48.00	0.
41	-8.000	99.74	24.27	50.00	0.
42	-8.200	94.54	24.16	52.00	0.
43	-8.400	89.49	24.09	54.00	0.
44	-8.600	84.58	24.17	56.00	0.
45	-8.800	79.80	24.28	58.00	0.
46	-9.000	75.14	24.41	60.00	0.
47	-9.200	72.89	27.34	62.00	0.
48	-9.400	74.57	31.37	64.00	0.
49	-9.600	76.23	35.86	66.00	0.
50	-9.800	77.88	40.44	68.00	0.
51	-10.00	79.52	45.06	70.00	0.
52	-10.20	81.14	49.67	72.00	0.
53	-10.40	82.77	51.39	74.00	0.
54	-10.60	84.39	52.07	76.00	0.
55	-10.80	86.01	52.76	78.00	0.
56	-11.00	87.64	53.44	80.00	0.

INVILUPPO RISULTATI NEGLI ELEMENTI TERRENO

\* PARETE RightWall GRUPPO UHRight\*

\*STEP 1 - 3\*

\* I PASSI NON EQUILIBRATI SONO ESCLUSI \*

Nella tabella si stampano i seguenti risultati:

SIGMA-H = massimo sforzo orizzontale efficace [kPa ]

TAGLIO = massimo sforzo di taglio [kPa ]

PR. ACQUA =massima pressione interstiziale [kPa ]

GRAD. MAX =massimo gradiente idraulico

SOIL EL.	QUOTA	SIGMA-H	TAGLIO	PR. ACQUA	GRAD. MAX
1	0.	75.96	7.980	0.	0.
2	-0.2000	51.91	5.454	0.	0.
3	-0.4000	61.38	6.448	0.	0.
4	-0.6000	68.07	7.151	0.	0.
5	-0.8000	73.97	7.771	0.	0.
6	-1.000	79.55	8.741	0.	0.
7	-1.200	81.64	9.562	0.	0.
8	-1.400	87.43	9.185	0.	0.
9	-1.600	93.04	9.774	0.	0.
10	-1.800	98.53	10.35	0.	0.
11	-2.000	103.9	10.92	0.	0.
12	-2.200	107.4	11.28	0.	0.
13	-2.400	112.9	11.86	0.	0.
14	-2.600	118.3	12.42	0.	0.
15	-2.800	123.6	12.99	0.	0.
16	-3.000	128.9	13.54	0.	0.
17	-3.200	131.7	13.83	2.000	0.
18	-3.400	133.2	13.99	4.000	0.
19	-3.600	135.9	14.28	6.000	0.
20	-3.800	138.7	14.57	8.000	0.
21	-4.000	141.4	14.86	10.00	0.
22	-4.200	144.1	15.14	12.00	0.
23	-4.400	145.9	15.32	14.00	0.
24	-4.600	73.54	23.00	16.00	0.
25	-4.800	74.21	23.42	18.00	0.
26	-5.000	74.91	23.84	20.00	0.
27	-5.200	75.66	24.25	22.00	0.
28	-5.400	76.51	24.66	24.00	0.
29	-5.600	77.43	24.96	26.00	0.
30	-5.800	78.71	25.37	28.00	0.

31	-6.000	71.33	50.56	30.00	0.
32	-6.200	69.52	51.28	32.00	0.
33	-6.400	67.89	51.99	34.00	0.
34	-6.600	66.43	52.53	36.00	0.
35	-6.800	65.14	53.25	38.00	0.
36	-7.000	64.00	53.96	40.00	0.
37	-7.200	63.02	54.67	42.00	0.
38	-7.400	62.17	55.38	44.00	0.
39	-7.600	61.46	56.09	46.00	0.
40	-7.800	60.86	56.66	48.00	0.
41	-8.000	59.90	57.37	50.00	0.
42	-8.200	58.85	58.07	52.00	0.
43	-8.400	57.92	58.78	54.00	0.
44	-8.600	57.11	57.07	56.00	0.
45	-8.800	56.41	52.57	58.00	0.
46	-9.000	62.79	49.34	60.00	0.
47	-9.200	71.22	46.16	62.00	0.
48	-9.400	79.54	43.03	64.00	0.
49	-9.600	87.79	42.76	66.00	0.
50	-9.800	95.03	43.97	68.00	0.
51	-10.00	102.1	45.10	70.00	0.
52	-10.20	109.2	46.27	72.00	0.
53	-10.40	117.5	47.43	74.00	0.
54	-10.60	125.7	48.59	76.00	0.
55	-10.80	133.9	49.75	78.00	0.
56	-11.00	142.1	50.86	80.00	0.

RIASSUNTO SPINTE NEGLI ELEMENTI TERRENO

(LE SPINTE SONO CALCOLATE INTEGRANDO GLI SFORZI NEI SINGOLI ELEMENTI MOLLA)

SPINTA EFFICACE VERA	= Integrale delle pressioni orizzontali efficaci in tutti gli elementi nel gruppo: unita' di misura kN/m
SPINTA ACQUA	= Integrale delle pressioni interstiziali in tutti gli elementi nel gruppo: unita' di misura kN/m
SPINTA TOTALE VERA	= Somma della SPINTA EFFICACE e della SPINTA DELL'ACQUA: e' l' azione totale sulla parete: unita' di misura kN/m
SPINTA ATTIVA POSSIBILE	= La minima spinta che puo' essere esercitata da questo gruppo di elementi terreno, in questa fase: unita' di misura kN/m
SPINTA PASSIVA POSSIBILE	= La massima spinta che puo' essere esercitata da

questo gruppo di elementi terreno, in questa fase: unita' di misura kN/m

RAPPORTO PASSIVA/VERA = e' il rapporto tra la massima spinta possibile e la spinta efficace vera: fornisce un'indicazione su quanta spinta passiva venga mobilitata;

SPINTA PASSIVA MOBILITATA = e' l'inverso del rapporto precedente, espresso in unita' percentuale: indica quanta parte della massima spinta possibile e' stata mobilitata;

RAPPORTO VERA/ATTIVA = e' il rapporto tra la spinta efficace vera e la minima spinta possibile: fornisce un'indicazione di quanto questa porzione di terreno sia prossima alla condizione di massimo rilascio.

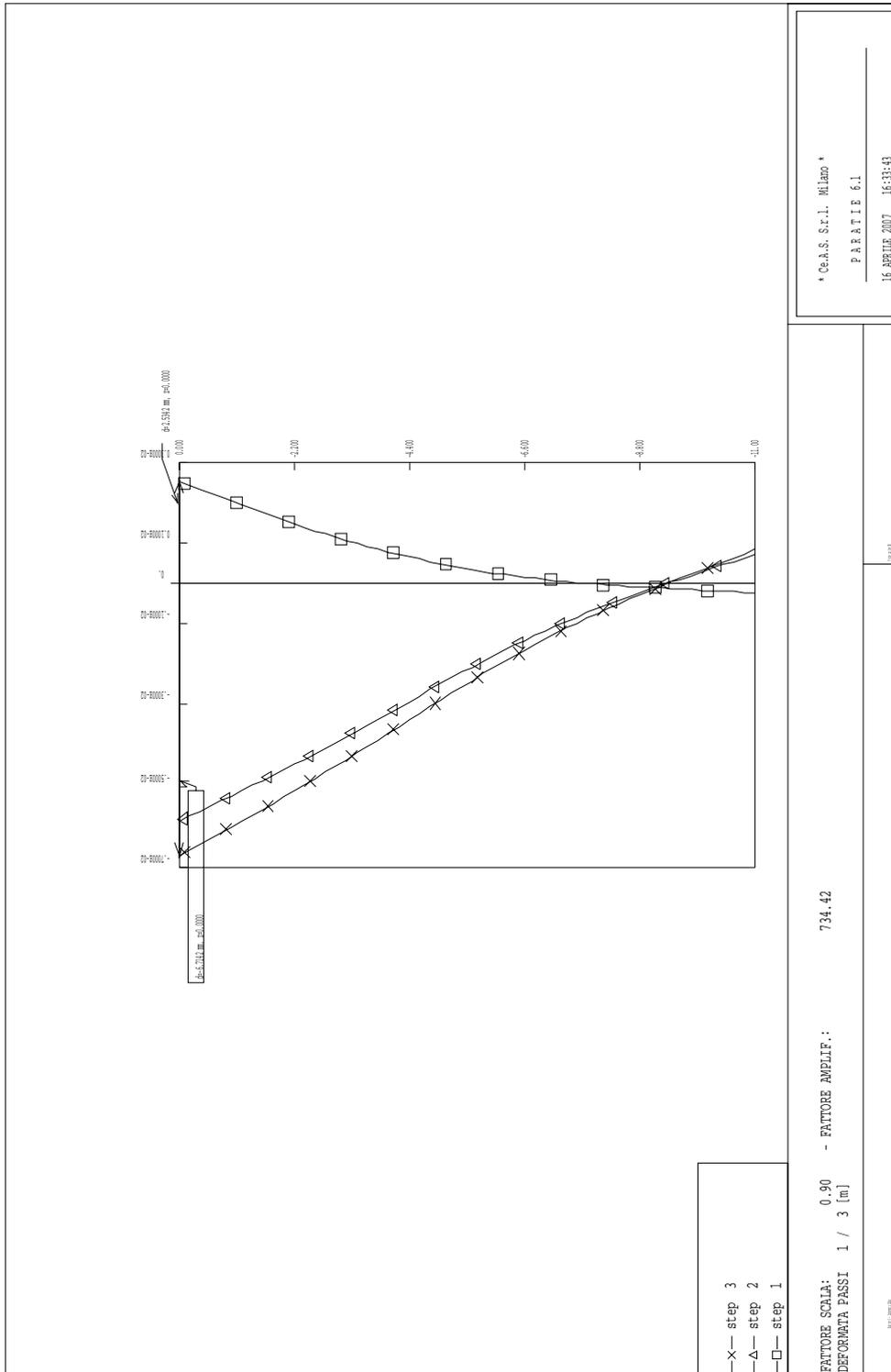
FASE	1	GRUPPO -->	DHRi	UHRi
		SPINTA EFFICACE VERA	582.35	696.48
		SPINTA ACQUA	320.00	320.00
		SPINTA TOTALE VERA	902.35	1016.5
		SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)	374.93	467.23
		SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)	2979.8	3384.9
		RAPPORTO PASSIVA/VERA	5.1168	4.8599
		SPINTA PASSIVA MOBILITATA	20.%	21.%
		RAPPORTO VERA/ATTIVA	1.5532	1.4907

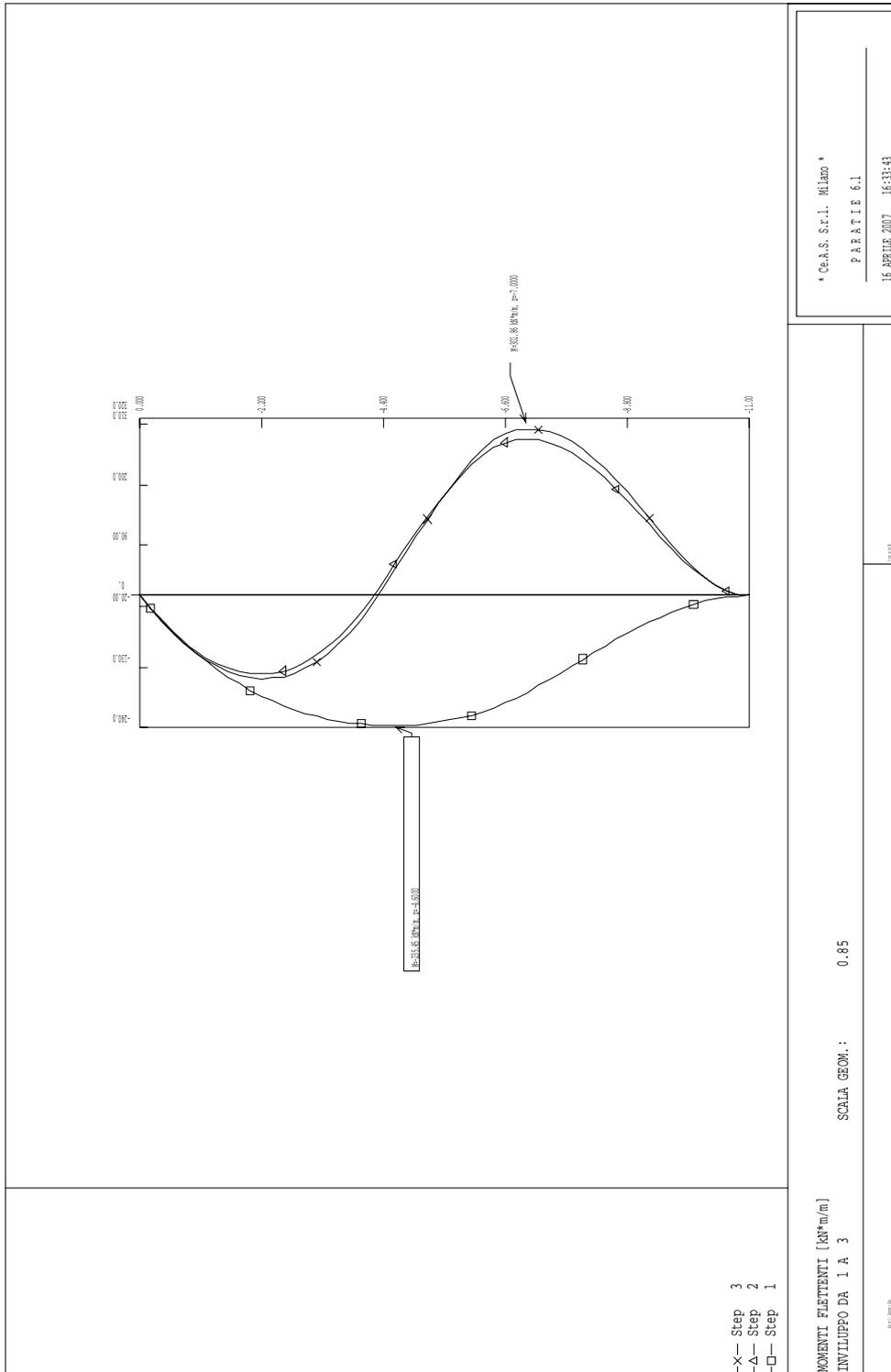
FASE	2	GRUPPO -->	DHRi	UHRi
		SPINTA EFFICACE VERA	775.02	903.01
		SPINTA ACQUA	320.00	320.00
		SPINTA TOTALE VERA	1095.0	1223.0
		SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)	374.93	779.95
		SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)	2882.8	4195.0
		RAPPORTO PASSIVA/VERA	3.7197	4.6455
		SPINTA PASSIVA MOBILITATA	27.%	22.%
		RAPPORTO VERA/ATTIVA	2.0671	1.1578

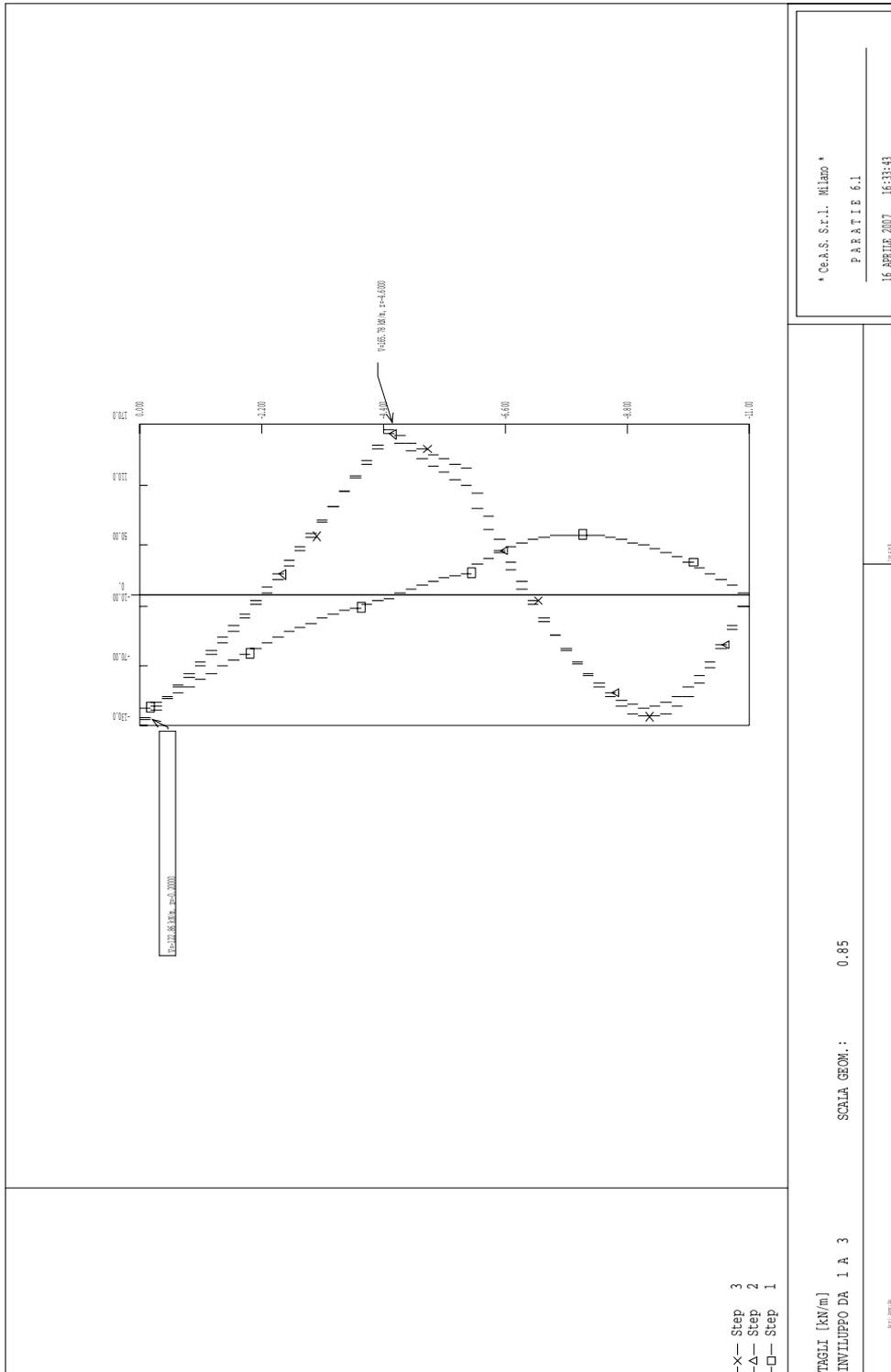
FASE	3	GRUPPO -->	DHRi	UHRi
		SPINTA EFFICACE VERA	792.50	755.87
		SPINTA ACQUA	320.00	320.00
		SPINTA TOTALE VERA	1112.5	1075.9

SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)	374.93	598.14
SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)	2866.6	3789.9
RAPPORTO PASSIVA/VERA	3.6172	5.0140
SPINTA PASSIVA MOBILITATA	28.‰	20.‰
RAPPORTO VERA/ATTIVA	2.1137	1.2637

FIGURES :







\* Ce.a.S. S.r.l. Milano \*  
PARAFI E 6.1  
16.08.2007 16:33:43

SCALA GEOM. : 0.85

TAGLI [kN/m]  
INVILUPPO DA 1 A 3

