

## 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

MURO DI SOSTEGNO - MS22 - 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-CS20		codice	commessa	N.Prog.	unita'	n. progressivo	GIUGNO 2008		n.	data			
MS22-001	1	1	1	4	2	3	0	2	<b>GEI</b>	<b>3</b>	<b>2</b>	<b>5</b>		
									<b>APE</b>					

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>DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO DI STABILIZZAZIONE ESISTENTE, PROBLEMATICHE PROGETTUALI E DESCRIZIONE DELL'OPERA IN PROGETTO</b>	<b>12</b>
4.1	Intervento di consolidamento esistente	12
4.2	Problematiche progettuali	12
4.3	Descrizione degli interventi di stabilizzazione	13
<b>5</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI</b>	<b>14</b>
<b>6</b>	<b>VERIFICA DELL'OPERA ESISTENTE E DIMENSIONAMENTO DELL'INTERVENTO IN PROGETTO</b>	<b>15</b>
6.1	Determinazione delle azioni di progetto	16
6.2	Determinazione dei coefficienti di spinta attiva e passiva equivalenti ( $k^*$ )	17
6.3	Determinazione delle sollecitazioni nella paratia di pali e nei tiranti esistenti	19
6.4	Verifica dello scorrimento plastico del terreno tra pali adiacenti	21
6.5	Verifica della lunghezza del bulbo di ancoraggio dei tiranti	22
6.6	Verifica dell'armatura dei tiranti	23
6.7	Verifica dell'armatura dei pali	24
6.8	Verifica dell'elevazione al piede del rilevato	27
6.9	Verifica dell'inghisaggio dell'elevazione	29

6.10	Verifica della trave di collegamento alla testa dei pali	31
7	VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE	35
	TABELLE	37
	FIGURE	39
	ALLEGATO 1 -Procedura di calcolo per gli interventi di stabilizzazione in progetto	48
	ALLEGATO 2 -Tabulati di calcolo PARATIE 6.1	62

## 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 203+805 e la progressiva km 203+896.

Nella suddetta tratta è già presente un'opera di consolidamento del terreno di fondazione (paratia di pali di grande diametro tirantati in testa) su cui si prevede di impostare un'elevazione a sostegno del rilevato in progetto per l'allargamento della sede autostradale. Oggetto del presente studio è pertanto la verifica dell'intervento esistente nella condizione finale di progetto ed il dimensionamento dell'opera atta ad assicurare l'efficienza della paratia di pali esistente ed a consentire l'allargamento della sede autostradale alla terza corsia (elevazione ed aggiuntivo ordine di tiranti).

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 generata 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 I21, I22, I23, effettuati nel quadro degli interventi di consolidamento del dissesto alla progressiva 203+850 (rif. 2.2.1) attrezzati per l'esecuzione sia di misure del livello di falda sia di misure inclinometriche;
- sondaggio L5\_3-B11, 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, e per una più ampia porzione di territorio circostante, un areale di rischio per frana di livello R2 associato ad un fenomeno gravitativo con pericolosità di livello P3 (cod. F-10-0003).

A conferma della generale instabilità dell'area, si osserva anche che, in un recente passato, alla progressiva km203+850 si è manifestato, per un fronte di circa 80m, un dissesto del corpo autostradale in carreggiata nord evidenziato da lesioni ed abbassamenti della pavimentazione della carreggiata fino alla corsia di sorpasso, che hanno reso necessario un intervento di consolidamento mediante una paratia in pali trivellati di grande diametro ( $\phi$  1500mm) ancorati con un ordine di tiranti in corrispondenza della trave di coronamento.

Le misure inclinometriche effettuate in quella circostanza indicano che il movimento gravitativo ha interessato la coltre di copertura lungo una superficie critica di scivolamento con profondità, in corrispondenza del piede del rilevato autostradale, pari a circa -9m da p.c. (inclinometri I21 e I22).

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 anche per aree limitrofe, si ipotizza il seguente schema stratigrafico e geotecnico di calcolo. I valori proposti provengono sia dalle prove di laboratorio eseguite sui campioni indisturbati prelevati nei sondaggi (vedi tabella seguente) sia dalle "back analysis" effettuate lungo superfici di rottura identificate da misure inclinometriche.

Sondaggio	Campione	Profondità (m)	Prove
S21	1	2,00-2,60	Triassale UU
S21	2	4,00-4,60	Taglio diretto anulare, Triassale UU
S22	1	2,00-2,60	Triassale UU
S22	2	3,80-4,20	Taglio diretto anulare Triassale UU
S22	3	6,00-6,40	UU
S22	4	8,00-8,60	Taglio diretto, Taglio diretto residua, Taglio diretto anulare, Triassale UU
S22	5	10,00-10,35	Triassale UU
S22	7	16,50-17,00	Triassale UU
S22	8	21,00-21,40	UU
S22	9	25,00-25,25	UU
S22	10	29,50-29,70	UU
L5_3-B11	C3	9,00-9,60	Taglio diretto

### Terreni di copertura (coltre instabile)

Limite inferiore	$z_1 = -9 \div (-10)$	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:	$\phi'_r = 11 \div (12)$	°

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:	$\phi'_p = 21 \div (23)$	°
Resistenza al taglio drenata:	$c' = 20 \div (30)$	kPa
Resistenza al taglio non drenata:	$c_u = (400) \div 800$	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 P21 e P22, da cui deriva, in corrispondenza dell'opera in progetto, una falda con soggiacenza minima pari a 3m dal locale piano campagna.

## 4 DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO DI STABILIZZAZIONE ESISTENTE, PROBLEMATICHE PROGETTUALI E DESCRIZIONE DELL'OPERA IN PROGETTO

### 4.1 Intervento di consolidamento esistente

L'intervento di consolidamento esistente, che si estende dalla progressiva chilometrica 203+805 alla progressiva chilometrica 203+896 a valle della sede autostradale (carreggiata Nord), 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 16,5 m, sono posti ad interasse costante pari a 1,80 m e sono armati con  $28\phi 26$  barre di acciaio FeB44K.

I tiranti hanno interasse pari a 1,80 m, sono inclinati di  $25^\circ$  e  $30^\circ$  rispetto all'orizzontale e sono armati con 5 trefoli in acciaio da 0,6" e con tensione di snervamento caratteristica all'1% di deformazione sotto carico  $f_{p(1)k}=1570$  MPa; la loro lunghezza totale è pari a 36 m e 40 m rispettivamente, di cui 12 m sono relativi al bulbo di ancoraggio, realizzato con la tecnica delle iniezioni multiple ripetute. Il pretiro iniziale è pari a 600 kN; nel seguito si assumerà che i tiranti esistenti si siano detensionati nel tempo di una quota pari a circa il 20%.

La trave di coronamento è alta 1,45 m, larga 2,5 m e viene armata con  $8+8\phi 22$  barre di acciaio FeB44K al metro, 8 nel lembo superiore e 8 in quello inferiore.

### 4.2 Problematiche progettuali

L'ampliamento alla terza corsia del tratto autostradale dell'A14, compreso tra le progressive chilometriche 203+805 ÷ 203+896 a valle della sede autostradale (carreggiata Nord) per complessivi 88,20 m, 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, ed ad oggi esistente, 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 e completa l'intervento di stabilizzazione necessario affinché l'allargamento autostradale possa essere realizzato nel rispetto della legislazione vigente ed in particolare della più recente normativa riguardante le costruzioni in zona sismica (Rif.2.1.7).

#### **4.3 Descrizione degli interventi di stabilizzazione**

Per l'ampliamento alla terza corsia del tratto autostradale in studio, si prevede di allargare il rilevato esistente raggiungendo altezze di 6,10 m circa. Si prevede inoltre di realizzare al piede del rilevato in progetto un muro di altezza massima pari a 2,80 m, larghezza della base di 0,68 m e spessore in testa di 0,40 m.

Il muro di sostegno, in calcestruzzo, è armato con 4  $\phi 22$  al metro disposti su due file all'intradosso ed estradosso della struttura; i ferri s'immorsano nella trave di coronamento della paratia per una lunghezza minima pari a 100 cm.

Per il dimensionamento e le verifiche di cui ai paragrafi seguenti, si è presa in esame la sezione al chilometro progressivo 203+805 in quanto la più critica del tratto.

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

## 5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI STRUTTURALI

È previsto l'impiego dei seguenti materiali:

- Calcestruzzo per pali:  $R_{ck} = 25$  MPa
- Calcestruzzo per travi di coronamento ed elevazione:  $R_{ck} = 25$  MPa
- Acciaio per armatura: FeB44K controllato in stabilimento
- Acciaio trefoli 0,6":  $f_{ptk} \geq 1770$  MPa,  $f_{p(1)k} \geq 1600$  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 E DIMENSIONAMENTO DELL'INTERVENTO IN PROGETTO

Le analisi per la verifica dell'intervento esistente nella condizione finale di progetto (a seguito dell'ampliamento alla terza corsia del tratto autostradale, con realizzazione dell'elevazione al piede del rilevato) fanno riferimento alla "Procedura di calcolo per gli interventi di stabilizzazione in progetto" di cui all'Allegato 1. Per maggior chiarezza la procedura seguita per il dimensionamento delle opere oggetto della presente relazione viene comunque ripresa sinteticamente 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.

La sezione di calcolo rappresentativa dell'intervento in oggetto è stata definita allo scopo di massimizzare le azioni instabilizzanti sull'opera (sezione compresa tra la progressiva km 203+805 e la progressiva km 203+896). Tutte le considerazioni e analisi successive fanno quindi riferimento a tale sezione (si veda 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.

È stata quindi individuata la superficie di rottura critica in modo da massimizzare le azioni sull'opera di stabilizzazione in progetto; tale superficie è stata utilizzata nel dimensionamento della stessa (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 precedentemente, 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 del futuro allineamento nell'opera (Figura 6.3); si è ottenuto un valore di forza stabilizzante pari a:

$$F = 840 \text{ kN/m}$$

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:

$$F = 1230 \text{ kN/m}$$

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:

$$F = 1110 \text{ kN/m}$$

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):

$$F (F_s=1,0) = 1110 \text{ kN/m}$$

$$F (F_s=1,1) = 1030 \text{ kN/m}$$

$$F (F_s=1,3) = 925 \text{ kN/m}$$

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  $F_s = 1,0 / 1,1 / 1,3$ :

q perm	83	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	9	m
hw	3	m
(h-hw)	6	m
<b>H</b>	<b>840</b>	kN/m
S1	86,27451	kN/m
S2	172,549	kN/m
S3	43,13725	kN/m
S4	358,0392	kN/m
Sw	180	kN/m
<b>k<sup>*</sup>i</b>	<b>0,479</b>	-

q perm	137	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	9	m
hw	3	m
(h-hw)	6	m
<b>H</b>	<b>1110</b>	kN/m
S1	89,85507	kN/m
S2	179,7101	kN/m
S3	44,92754	kN/m
S4	615,5072	kN/m
Sw	180	kN/m
<b>k<sup>*</sup> 1,1</b>	<b>0,499</b>	-

q perm	137	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	9	m
hw	3	m
(h-hw)	6	m
<b>H</b>	<b>1230</b>	kN/m
S1	101,4493	kN/m
S2	202,8986	kN/m
S3	50,72464	kN/m
S4	694,9275	kN/m
Sw	180	kN/m
<b>k<sup>*</sup> 1,3</b>	<b>0,564</b>	-

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

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	9	m
hw	3	m
(h-hw)	6	m
<b>H</b>	<b>1100</b>	kN/m
S1	262,8571	kN/m
S2	525,7143	kN/m
S3	131,4286	kN/m
S4	0	kN/m
Sw	180	kN/m
<b>k*<sub>pi</sub></b>	<b>1,460</b>	-

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	9	m
hw	3	m
(h-hw)	6	m
<b>H</b>	<b>1030</b>	kN/m
S1	242,8571	kN/m
S2	485,7143	kN/m
S3	121,4286	kN/m
S4	0	kN/m
Sw	180	kN/m
<b>k*<sub>p 1,1</sub></b>	<b>1,349</b>	-

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	9	m
hw	3	m
(h-hw)	6	m
<b>H</b>	<b>925</b>	kN/m
S1	212,8571	kN/m
S2	425,7143	kN/m
S3	106,4286	kN/m
S4	0	kN/m
Sw	180	kN/m
<b>k*<sub>p 1,3</sub></b>	<b>1,183</b>	-

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

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 esistente (pali e tiranti).
3. 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 e dalla barriera fonoassorbente; 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 drenante 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).
4. Valutazione delle sollecitazioni interne. Le sollecitazioni interne così determinate vengono assimilate a sollecitazioni allo stato limite ultimo.
5. 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 314,17 kN/m.

L'analisi delle sollecitazioni viene effettuata con lo stesso modello di calcolo utilizzato per l'analisi statica, ponendo  $k_a = k_{a,1,1}^*$ , e contestualmente  $k_p = 0,7 \times k_{p,1,1}^*$ . Tali ipotesi derivano dai risultati dagli studi effettuati da SPEA (Monografia 6 – rif.2.2.2) 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:

$$F_i = 96,18 \text{ kN/m}$$

6. 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.

Stratigrafia e coefficienti di spinta					
Strato	Profondità [m]		$k_0$	$k_a$	$k_p$
	da	a	[-]	[-]	[-]
Coltre instabile	0	9	$k_i^* = 0,479$	$k_{a1,1}^* = 0,499$ $k_{a1,3}^* = 0,564$	$k_{pi}^* = 1,460$ $k_{p1,1}^* = 0,944$ $k_{p1,3}^* = 1,183$
Terreno di base	9	in poi	0,6416	0,422	2,647

I tabulati di output del programma Paratie relativi alle analisi svolte sono riportate in Allegato 2. Nel seguito vengono invece riassunti i risultati principali.

	Caso statico	Caso sismico
Spostamento max paratia [mm]	3,09	27,90
Momento max [kNm/m]	182,85	1222,40
Taglio max [kN/m]	146,45	308,76
Tiro max tirante [kN/m]	289,75	365,73
Spinta passiva mobilitata [%]	37	43

#### 6.4 Verifica dello scorrimento plastico del terreno tra pali adiacenti

La verifica dello scorrimento plastico (rifiuimento) del terreno tra due pali adiacenti è stata eseguita confrontando la spinta orizzontale  $S_h$ , pari alla spinta complessiva instabilizzante in condizioni sismiche (si veda § 6.3 punto 5), quindi valutata come la somma della forza stabilizzante tale da garantire un fattore di sicurezza  $F_s = 1,1$  al cuneo di terreno a monte dell'opera e della spinta sismica, con la resistenza  $R_r$  sviluppata per effetto arco dai pali accostati.

Al fine di effettuare tale confronto è stato adottato il metodo di Ito e Matsui (rif. 2.3.6), in accordo al quale la resistenza  $R_r$  (Figura 6.7) viene valutata come:

$$R_r = \frac{P_l \cdot L}{2 \cdot D_1}$$

dove:

$$P_l = \frac{\gamma_n \cdot L}{k_p} \cdot \left\{ D_1 \cdot \left( \frac{D_1}{D_2} \right)^{\left( k_p^{1/2} \cdot \text{tg} \phi' + k_p - 1 \right)} \cdot e^{\left[ \frac{D_1 - D_2}{D_2} \cdot k_p \cdot \text{tg} \phi' \cdot \text{tg} \left( \frac{\pi + \phi'}{8 + 4} \right) \right]} - D_2 \right\}$$

in cui:

$\phi'$  = angolo di resistenza al taglio del terreno; nel caso in esame si considera l'angolo di attrito relativo alla coltre instabile pari a 16°

$k_p$  = coefficiente di spinta passiva del terreno calcolato con la teoria di Rankine:

$$k_p = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2} \right)$$

$D_1$  = interasse tra i pali

$D_2$  = spazio libero tra due pali adiacenti

$L$  = spessore della coltre instabile

Per l'intervento oggetto dello studio la verifica è superata, in quanto la resistenza  $R_r$  risulta pari a 12447,28 kN/m e superiore alla spinta orizzontale  $S_h$ , valutata pari a 1424,17 kN/m.

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

La verifica della lunghezza bulbo di ancoraggio dei tiranti esistenti e la valutazione teorica di quella dei tiranti in progetto è stata effettuata a partire dalla seguente condizione di equilibrio:

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

da cui si ricava:

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

con:

$N_{blim}$ : 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 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 = 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 concerne i tiranti esistenti, con lunghezza del bulbo di ancoraggio pari a 12 m tale verifica risulta soddisfatta:

$$N_q = 659 \text{ kN} < N_{blim} = 720 \text{ kN}$$

## 6.6 Verifica dell'armatura dei tiranti

I tiranti esistenti sono armati mediante 5 trefoli da 0,6" di acciaio avente tensione caratteristica all'1% di deformazione sotto carico pari a  $f_{p(1)k} = 1570 \text{ MPa}$ ;

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



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

dove:

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

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

$A_s$  = sezione trasversale dell'armatura

Si ottiene quindi:

$$N_q = 659 \text{ kN} < N_{s \text{ lim}} = 663 \text{ kN}$$

La verifica risulta dunque soddisfatta.

## 6.7 Verifica dell'armatura dei pali

I pali esistenti sono stati realizzati con calcestruzzo di classe  $R_{ck}=25$  MPa e la seguente armatura minima (acciaio tipo FeB44K):

- Armatura longitudinale: 28 $\phi$ 26
- Armatura trasversale: spirale  $\phi$ 12/15 cm

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

	<b>Caso statico</b>	<b>Caso sismico</b>
Momento max [kNm]	329,13	2200,32
Taglio max [kN]	263,61	555,77

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).

Le verifiche a flessione risultano soddisfatte:

Caso statico:

$$M_{Sdu} = 329,13 \text{ kNm} < 3079,98 \text{ kNm} = M_{Rdu}$$

$$\frac{M_{Rdu}}{M_{Sdu}} = 9,4$$

Caso sismico:

$$M_{Sdu} = 2200,32 < 3079,98 = M_{Rdu}$$

$$\frac{M_{Rdu}}{M_{Sdu}} = 1,4$$

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:

$$V_{Sdu} = 263,61 \text{ kN} < 4436,09 \text{ kN} = V_{Rdu}$$

Caso sismico:

$$V_{Sdu} = 555,77 \text{ kN} < 4436,09 \text{ kN} = V_{Rdu}$$

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:

$$V_{Sdu} = 263,61 \text{ kN} < 1388,66 \text{ kN} = V_{cd} + V_{wd}$$

Caso sismico:

$$V_{Sdu} = 555,77 \text{ kN} < 1388,66 \text{ kN} = V_{cd} + V_{wd}$$

## 6.8 Verifica dell'elevazione al piede del rilevato

Nella sezione di calcolo l'elevazione ha base 0,68 m e spessore in testa 0,40 m. Si prevede di armare la struttura in esame con 4+4 $\phi$ 22 al metro, disposti su due file all'intradosso ed estradosso della struttura. Per la determinazione delle azioni alla base dell'elevazione, la struttura è stata modellata come una trave incastrata soggetta alla spinta statica del terreno, alla 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 drenante alle spalle del muro), al sovraccarico laterale dovuto al peso della porzione di rilevato sovrastante il muro stimato considerando il peso del rilevato situato a monte del muro, rispetto all'orizzontale passante per la testa dell'opera stessa. La larghezza per la quale si considera agente il sovraccarico laterale è pari all'altezza del muro, assumendo così una diffusione a 45° del carico in profondità.

In condizioni sismiche si è tenuto conto anche dell'incremento di spinta sismica del terreno retrostante il muro e della forza d'inerzia dello stesso.

L'incremento di spinta sismica è stato determinato mediante la formula di Mononobe – Okabe.

La forza d'inerzia è stata invece valutata in accordo a quanto indicato al punto 5 del § 6.3.

Nel presente caso le spinte agenti valgono:

$$S_{\text{statica}} = 23,76 \text{ kN/m}$$

$$S_{\text{sismica}} = 16,74 \text{ kN/m}$$

$$F_{\text{inerzia}} = 11,875 \text{ kN/m}$$

$$Q_{\text{sovraccarico}} = 4,89 \text{ kN/m}$$

$$S_{\text{acqua}} = 7,20 \text{ kN/m}$$

$$T_{\text{FOA}} = 6,75 \text{ kN/m}$$

$$M_{\text{FOA}} = 15,19 \text{ kNm/m}$$

Tali spinte forniscono le sollecitazioni riportate nella tabella seguente (nel calcolo sono stati considerati i coefficienti di amplificazione delle azioni previste dal D.M. 96 (rif. 2.1.2): per la condizione statica di stato limite ultimo-SLU si è assunto 1,4 per le azioni permanenti ed 1,5 per le azioni variabili; per la condizione sismica SLU e per lo stato limite di esercizio-SLE i coefficienti amplificativi delle azioni statiche, permanenti e variabili, sono state assunte pari a 1).

	<b>Momento [kNm/m]</b>	<b>Taglio [kN/m]</b>
<b>SLU statico</b>	88,40	50,73
<b>SLU sismico</b>	100,27	64,01
<b>SLE</b>	60,22	-

Il momento ed il taglio resistenti ultimi della sezione analizzata sono:

$$M_{Rdu} = 327,32 \text{ kNm/m}$$

$$V_{cd} = 413,82 \text{ kN/m}$$

$$\frac{M_{Rdu}}{M_{Sdu}} = 3,7 \text{ (SLU statico)}$$

$$\frac{M_{Rdu}}{M_{Sdu}} = 3,3 \text{ (SLU sismico)}$$

Le verifiche allo stato limite ultimo-SLU nelle condizioni statiche e sismiche risultano dunque soddisfatte.

La verifica a fessurazione in condizioni SLE è anch'essa soddisfatta; infatti, dalla verifica risulta che la sezione non si fessura.

## 6.9 Verifica dell'inghisaggio dell'elevazione

L'elevazione al piede del rilevato s'innesterà nella trave di coronamento della paratia di pali esistente.

La verifica allo sfilamento dei ferri di inghisaggio è stata condotta assumendo una distribuzione limite di sforzi tangenziali all'interfaccia tra la superficie delle barre di acciaio e il conglomerato cementizio per tutta la lunghezza delle barre.

Si verifica che sia soddisfatta la seguente relazione:

$$f_{bd} \geq \frac{F_d}{l_{anc} \cdot \pi \cdot \phi}$$

con:

$F_d = \sigma_s \cdot A_s =$  forza di trazione massima sulla singola barra di inghisaggio

$\phi =$  diametro della barra di inghisaggio

$l_{anc} =$  lunghezza dell'ancoraggio

$f_{bd} =$  tensione tangenziale ultima di aderenza

$$f_{bd} = 2,25 \cdot f_{ctk} / \gamma_c$$

$f_{ctk} =$  resistenza caratteristica a trazione

In questo caso, impiegando barre  $\phi 22$ , si ha:

$$A_s = 0,069 \text{ m}^2$$

$$l_{anc} = 1,0 \text{ m}$$

$$F_d = 142,14 \text{ kN}$$

Dai calcoli risulta sufficiente una resistenza caratteristica  $R_{ck}$  del calcestruzzo costituente la trave di coronamento esistente superiore a 22 MPa affinché la verifica risulti soddisfatta.

E' stata inoltre effettuata la verifica allo sfilamento del tronco di cono di calcestruzzo contenente la barra di inghisaggio a seguito della trazione di quest'ultima. La verifica consiste nell'accertarsi che si abbia:

$$F_d < V_{rd}$$

essendo:

$$V_{rd} = 0,5 \cdot u \cdot l_{anc} \cdot f_{ctd}$$

$u$  = perimetro del contorno ottenuto mediante una ripartizione a 45° dell'area della barra di acciaio fino al piano medio dell'inghisaggio

La verifica risulta soddisfatta per una resistenza caratteristica  $R_{ck}$  del calcestruzzo costituente la trave di coronamento esistente superiore a 10 MPa, essendo  $V_{rd} = 142,14$  kN.

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

Lo schema strutturale cautelativamente utilizzato per la verifica della trave di testata è quello della trave doppiamente appoggiata e uniformemente caricata. La trave ha lunghezza pari all'interasse "i" dei tiranti ed è sottoposta al carico massimo dei tiranti (statico e sismico), uniformemente distribuito. I tiranti vengono assimilati ad appoggi equivalenti.

In questo modo è possibile determinare le massime azioni interne flettenti e di taglio sulla trave allo stato limite ultimo:

$$M_{Sdu} = \frac{N_q \cdot i^2}{i \cdot 8}$$

$$V_{Sdu} = \frac{N_q \cdot i}{i \cdot 2}$$

dove:

$N_q$  = tiro massimo del tirante (statico e sismico)

$i$  = interasse tiranti

Per il caso in oggetto si ha:

$N_q = 522$  kN (SLU statico) -  $N_q = 659$  kN (SLU sismico)

$i = 1,80$  m

È stato inoltre considerato il momento torcente che nasce sulla trave per effetto del momento e del taglio trasmessi dal muro sulla trave stessa. Lo schema strutturale utilizzato è, cautelativamente, quello della trave doppiamente incastrata sui pali sulla quale agisce un momento torcente uniformemente distribuito. La trave ha lunghezza pari all'interasse " $i_p$ " dei pali ed è sottoposta al momento e al taglio massimo di esercizio del muro, uniformemente distribuiti.

In questo modo è possibile determinare il massimo momento torcente  $T_{Sdu}$  agente sulla trave allo stato limite ultimo (statico e sismico):



$$T_{Sdu} = \frac{M_{muro} \cdot i_p}{2} + \frac{V_{muro} \cdot i_p}{2} \cdot \frac{h_t}{2}$$

dove:

$M_{muro}$  = momento massimo del muro

$V_{muro}$  = taglio massimo del muro

$i_p$  = interasse pali

$h_t$  = altezza della trave

Per il caso in oggetto si ha:

$M_{muro} = 88,40$  kNm/m (SLU statico) -  $M_{muro} = 100,27$  kNm/m (SLU sismico)

$V_{muro} = 50,73$  kN/m (SLU statico) -  $V_{muro} = 64,01$  kN/m (SLU sismico)

$i_p = 1,80$  m

$h_t = 1,45$ m

Le sollecitazioni massime risultanti sono riportate nella tabella seguente:

	<b>Momento [kNm/m]</b>	<b>Taglio [kN/m]</b>	<b>Momento torcente [kNm/m]</b>
<b>SLU statico</b>	117,45	261,00	112,66
<b>SLU sismico</b>	148,28	329,50	132,01

La trave esistente è realizzata con calcestruzzo di classe  $R_{ck}=25$  MPa, con armatura in acciaio del tipo FeB 44 K. La larghezza e l'altezza della trave sono rispettivamente pari a 250 cm e a 145 cm. Essa possiede armatura longitudinale  $8\phi 22$  su entrambi i lati di lunghezza pari a 145 cm e  $9\phi 14$  in corrispondenza di ciascuno dei lati lunghi (ferri di parete); per l'armatura trasversale sono presenti staffe  $\phi 14/20$  cm (somma delle staffe calcolate a taglio con quelle calcolate per momento torcente).

Le verifiche sono state effettuate in accordo al metodo degli stati limite (D.M. 96) (rif. 2.1.2), andando a verificare la condizione di stato limite ultimo (SLU).

Le verifiche a flessione e a taglio risultano soddisfatte infatti il momento ed il taglio resistenti ultimi della sezione analizzata sono

$$M_{Rdu} = 2686,63 \text{ kNm}$$

$$V_{wd} = 1004,99 \text{ kN (staffe } \phi 14/25 \text{ cm)}$$

$$\frac{M_{Rdu}}{M_{Sdu}} = 22,9 \text{ (SLU statico)}$$

$$\frac{M_{Rdu}}{M_{Sdu}} = 18,1 \text{ (SLU sismico)}$$

La verifica a torsione è soddisfatta se il momento torcente massimo  $M_t$  risulta non maggiore dei seguenti momenti resistenti sviluppati dalle bielle di calcestruzzo e dalle armature trasversali e longitudinali:

1. Calcestruzzo:  $T_{Rc} = 0,5 \cdot f_{cd} \cdot B_e \cdot h_s$

2. Staffe:  $T_{Rw} = 2 \cdot A_{sw} \cdot B_e \cdot f_{yd} / s$

3. Armatura longitudinale (ferri di parete):  $T_{Rl} = 2 \cdot A_{sl} \cdot B_e \cdot f_{yd} / u_e$

con:

$B_e$  = superficie del poligono  $p_e$  definito dalla congiungente i baricentri delle barre longitudinali

$u_e$  = perimetro del poligono  $p_e$  definito dalla congiungente i baricentri delle barre longitudinali

$d_e$  = diametro del cerchio massimo inscrivibile nel poligono  $p_e$

$$h_s = d_e / 6$$

$A_{sw}$  = area della sezione di un braccio della staffa

$s =$  passo delle staffe

$A_{sl}$  = somma delle aree delle barre longitudinali

Nel caso in esame, le verifiche risultano soddisfatte, infatti:

$$1. T_{Sdu} = 132,01 \text{ kNm} < 4292,53 \text{ kNm} = T_{Rc}$$

$$2. T_{Sdu} = 132,01 \text{ kNm} < 351,69 \text{ kNm} = T_{Rw} \text{ (staffe } \phi 14/100 \text{ cm)}$$

$$3. T_{Sdu} = 132,01 \text{ kNm} < 867,18 \text{ kNm} = T_{Rl}$$

Per la presenza contemporanea di taglio e momento torcente, il D.M. 96 (rif. 2.1.2) prescrive il rispetto della seguente relazione che esprime l'ipotesi di un domino di interazione lineare (lato calcestruzzo compresso) tra i due sforzi:

$$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rdu}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rdu}} \leq 1$$

in cui:

$$T_{Rdu} = T_{Rc} = 0,5 \cdot f_{cd} \cdot B_e \cdot h_s$$

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

La verifica è soddisfatta essendo:

$$\frac{T_{Sdu}}{T_{Rdu}} + \frac{V_{Sdu}}{V_{Rdu}} = 0,06 < 1$$

## 7 VERIFICA DI STABILITÀ GLOBALE

Rimandando all'introduzione per quanto riguarda gli 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 in Figura 7.1, nella quale si rappresenta la superficie avente coefficiente di sicurezza minimo pari a 1,618. La verifica risulta dunque 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 dell'analisi di stabilità è riportata in Figura 7.2 in cui viene rappresentata la superficie avente  $F_s$  minimo. In questo caso, il fattore di sicurezza minimo da garantire è pari a 1,00; la verifica è dunque superata poiché:

$$F_s \text{ minimo} = 1,016 > 1,00$$

## 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>**

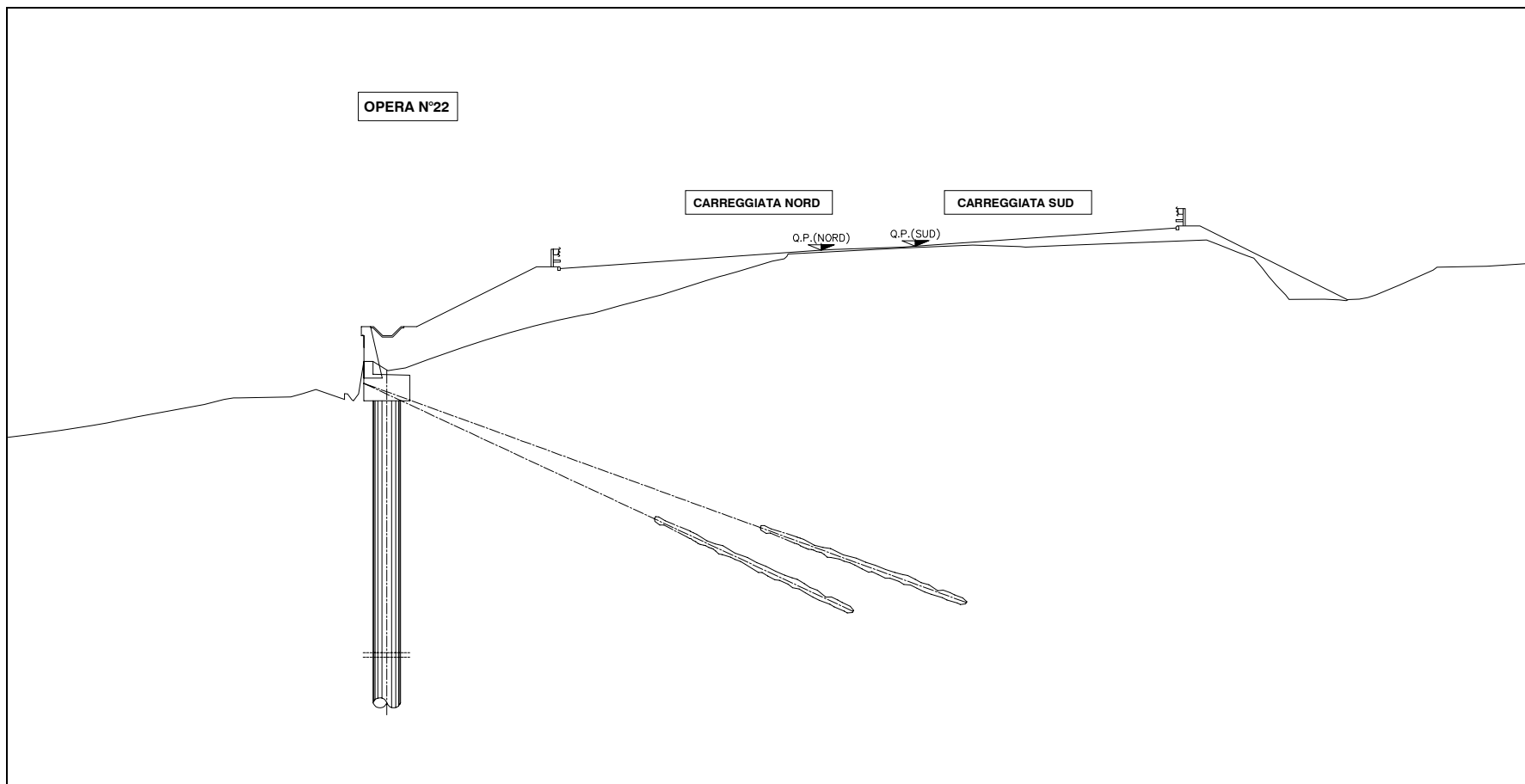
Peso di volume naturale	$\gamma_n$	(kN/m <sup>3</sup> )	19÷20
Passante al setaccio n. 200 ASTM	P <sub>200</sub>	(%)	80÷100
Contenuto in argilla	CF	(%)	20÷40
Limite liquido	W <sub>L</sub>	(%)	30÷40
Indice di plasticità	IP	(%)	15÷20
Angolo di resistenza al taglio di picco	$\phi'$	(°)	26÷28
Angolo di resistenza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

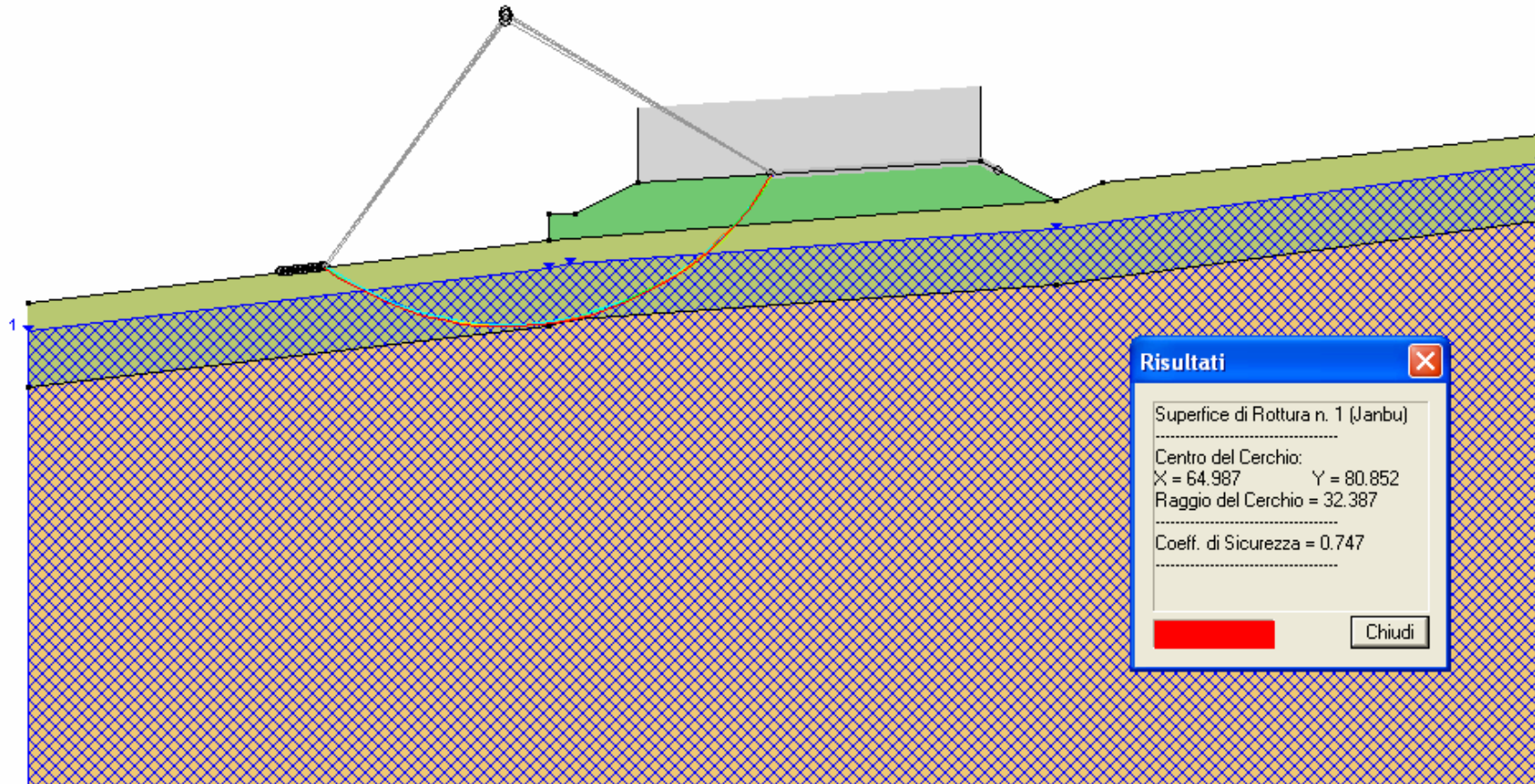
---





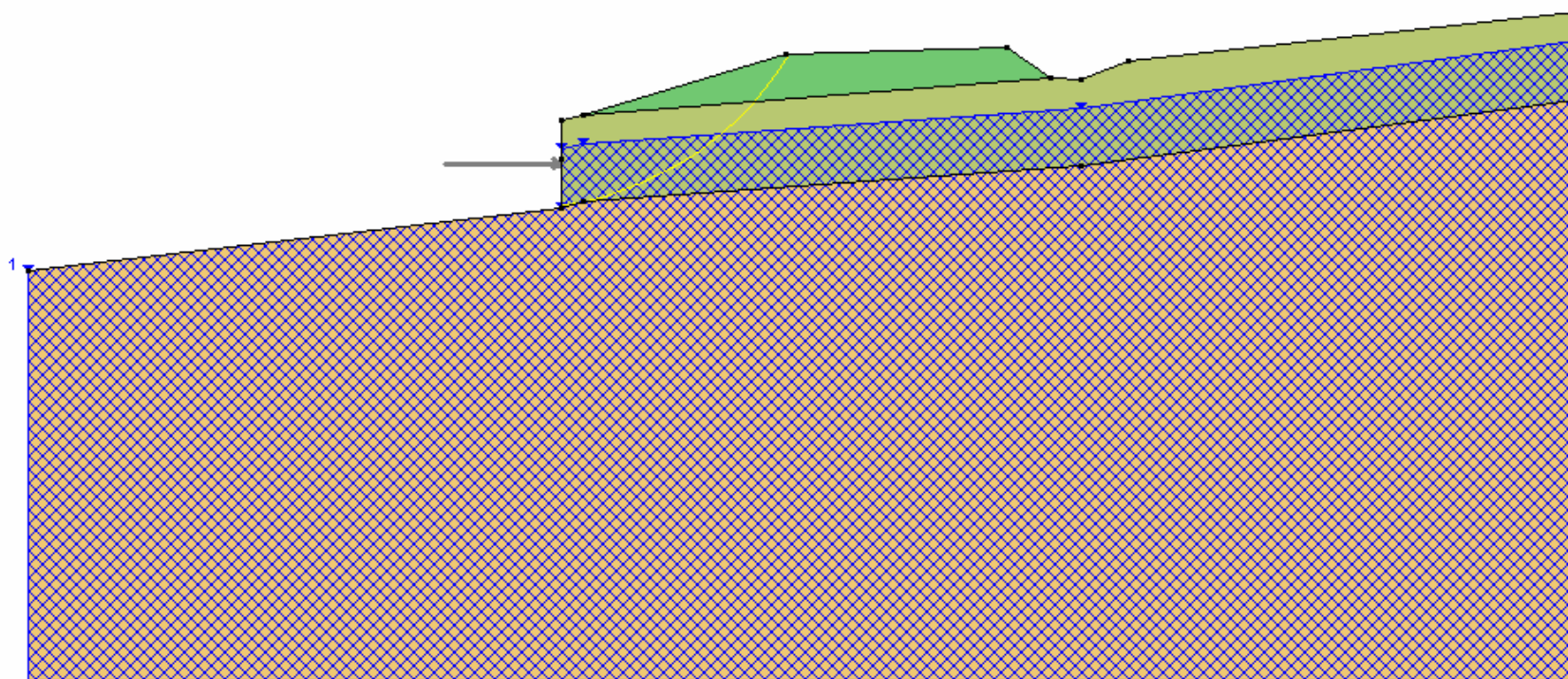
**Figura 6.1- Sezione di calcolo**

- gamma = 19.0, phi = 35.0, c = 0.0
- gamma = 20.0, phi = 11.0, c = 0.0
- gamma = 20.0, phi = 21.0, c = 20.0



**Figura 6.2- Analisi limite in condizione finale di progetto per la definizione della superficie di rottura critica**

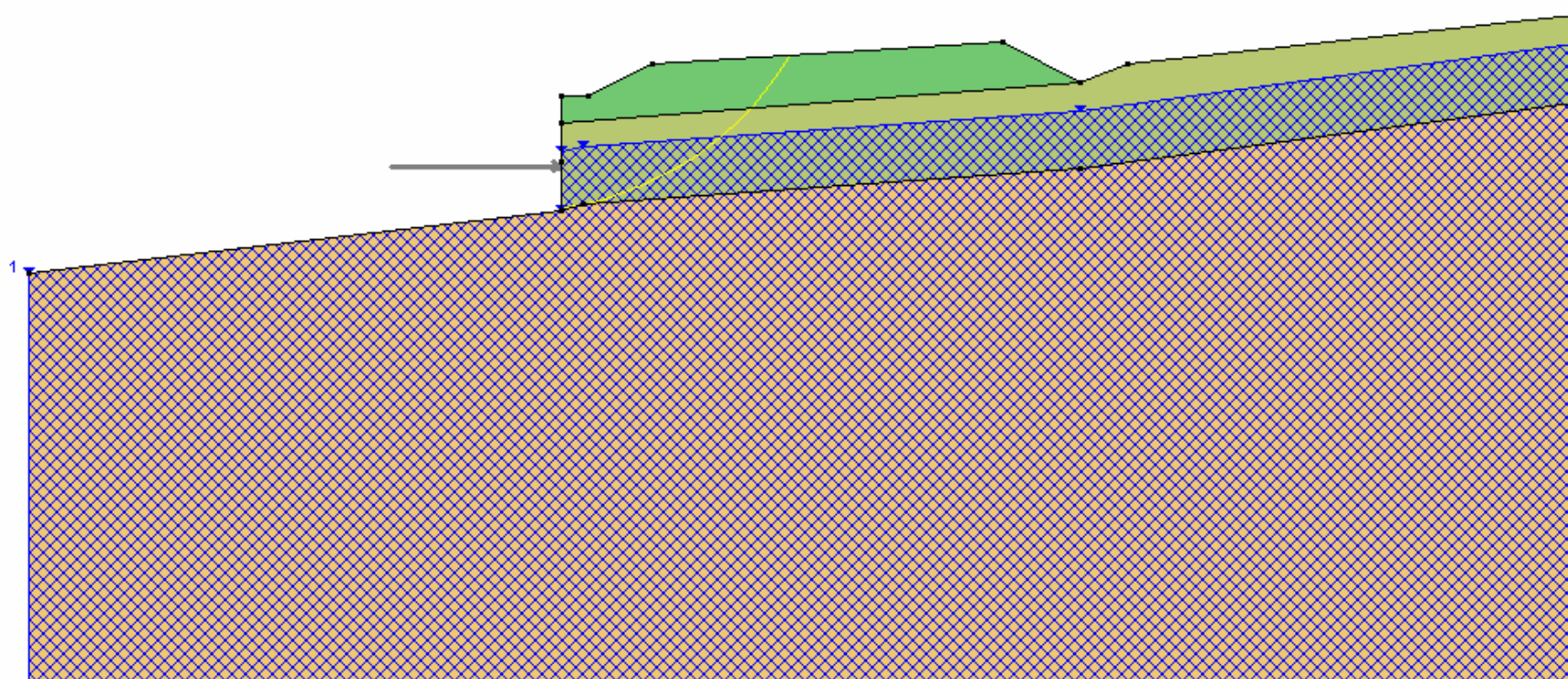
- gamma = 19.0, phi = 35.0, c = 0.0
- gamma = 20.0, phi = 11.0, c = 0.0
- gamma = 20.0, phi = 21.0, c = 20.0



**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)**

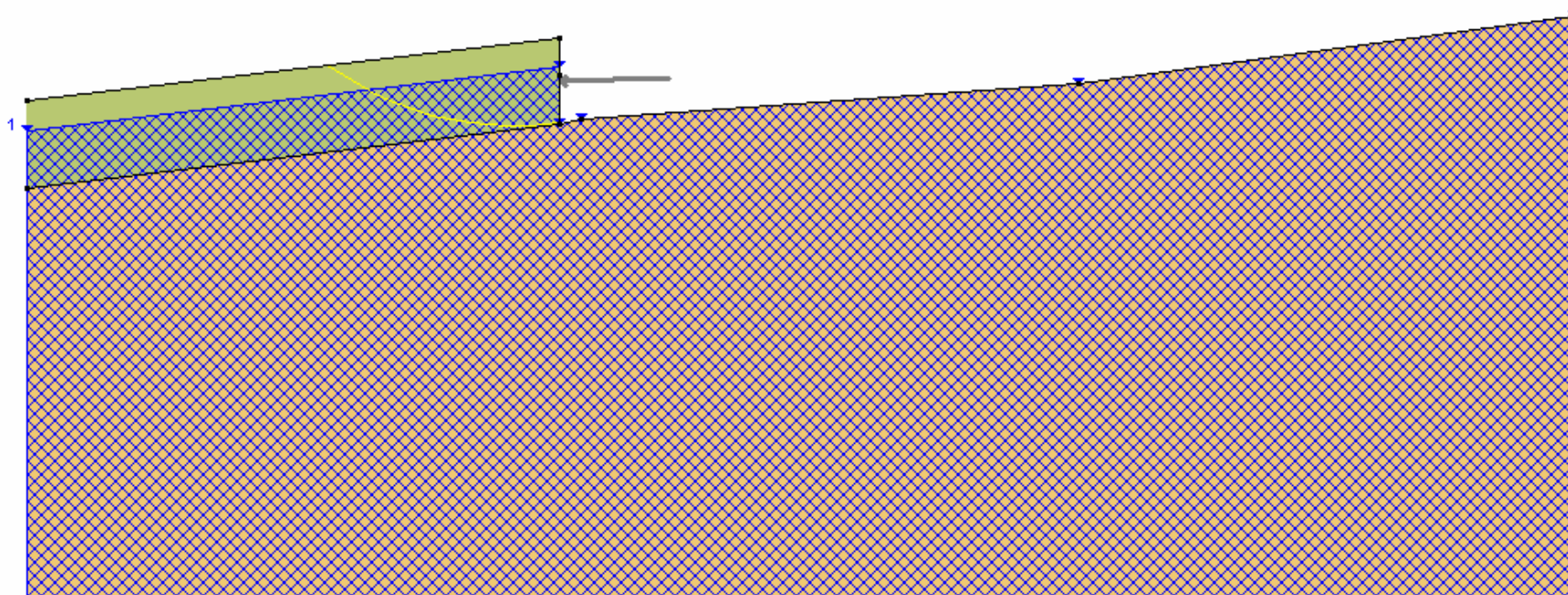


- gamma = 19.0, phi = 35.0, c = 0.0
- gamma = 20.0, phi = 11.0, c = 0.0
- gamma = 20.0, phi = 21.0, c = 20.0



**Figura 6.4- Analisi limite per la valutazione dell'azione che stabilizza il cuneo di monte in presenza del rilevato in progetto**

■ gamma = 20.0, phi = 11.0, c = 0.0  
■ gamma = 20.0, phi = 21.0, c = 20.0



**Figura 6.5- Analisi limite per la valutazione dell'azione che instabilizza il cuneo di valle**

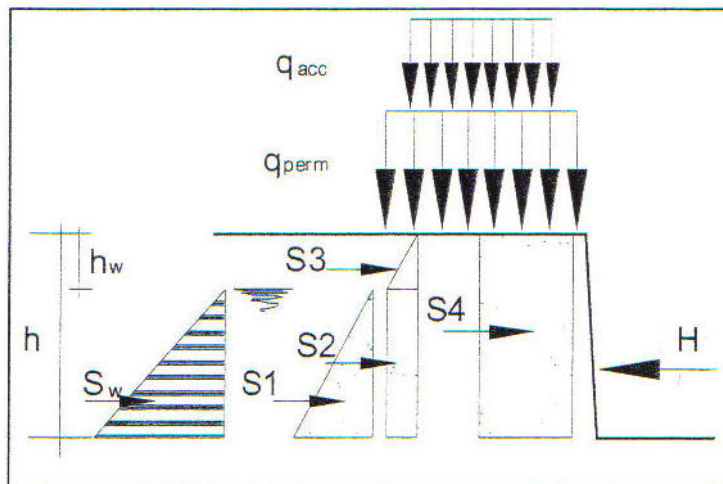


Figura 6.6- Schema adottato per la valutazione dei coefficienti di spinta equivalenti

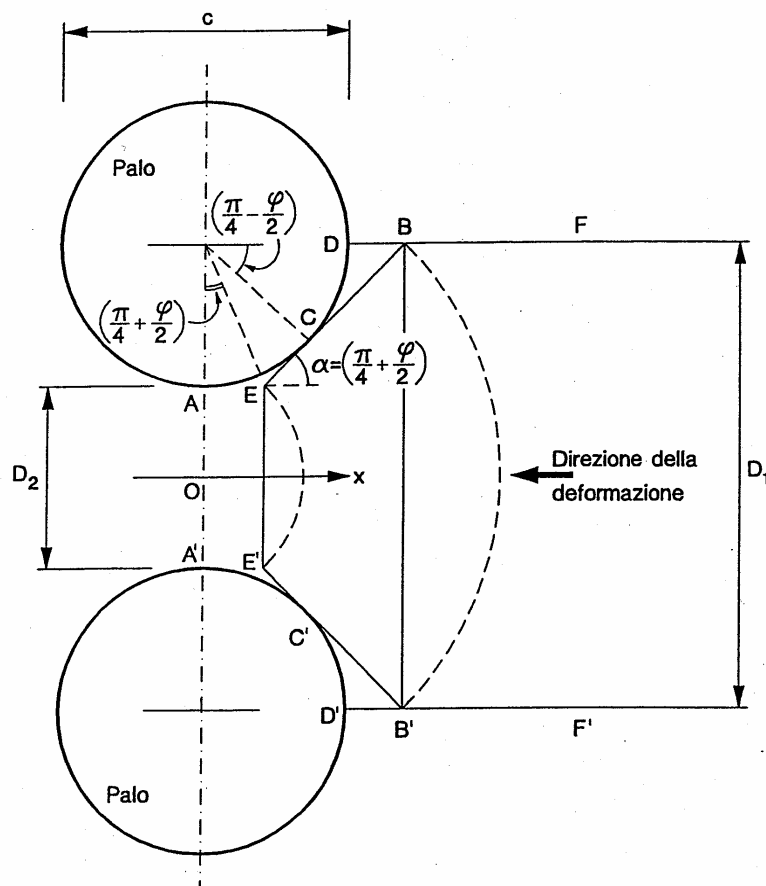
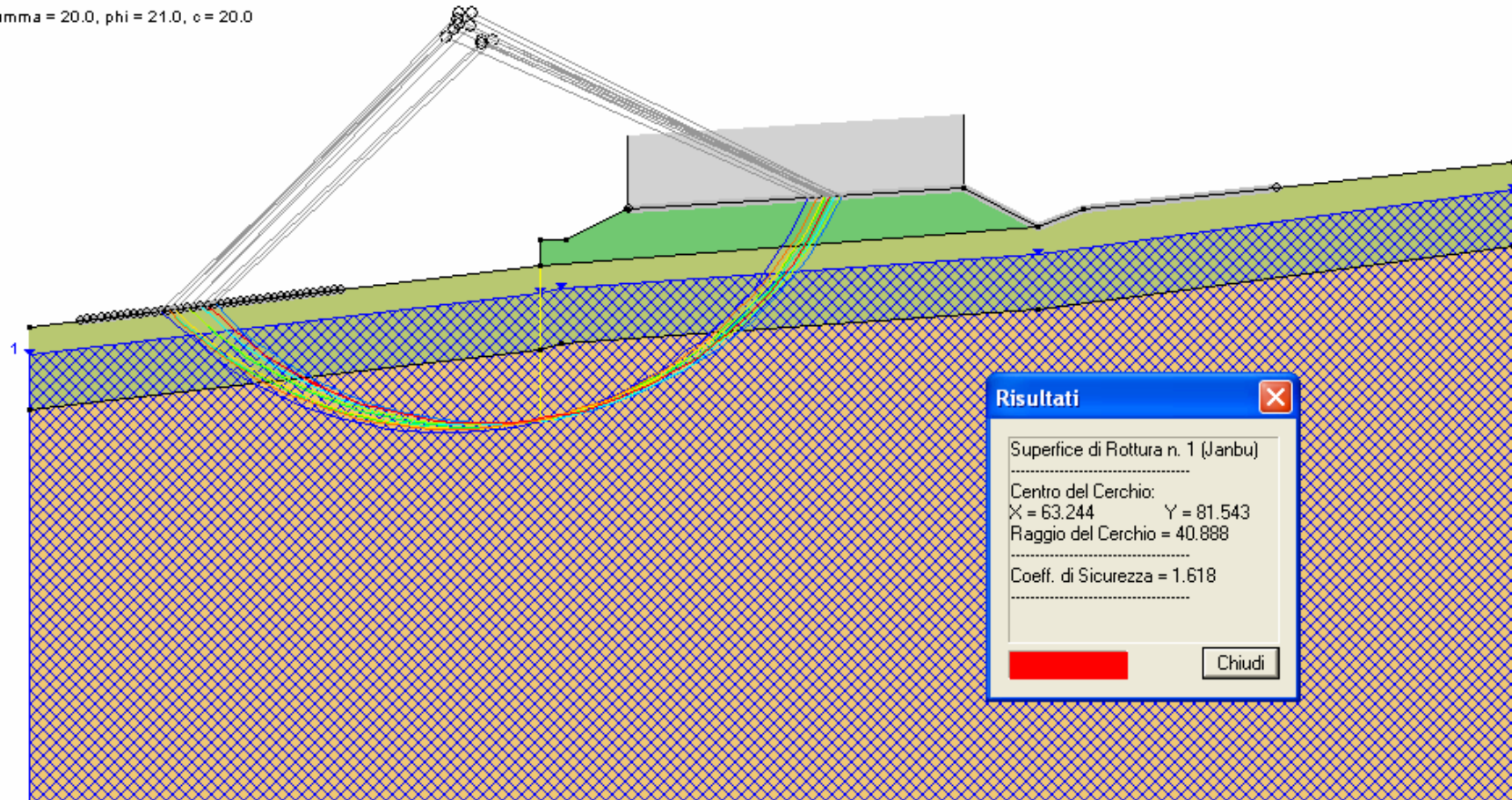


Figura 6.7- Scorrimento plastico (rifluimento) del terreno tra i pali



■ gamma = 19.0, phi = 35.0, c = 0.0  
■ gamma = 20.0, phi = 11.0, c = 0.0  
■ gamma = 20.0, phi = 21.0, c = 20.0



**Figura 7.1- Analisi di stabilità globale nel caso statico ed individuazione della superficie di scorrimento avente  $F_s$  minimo**

■ gamma = 19.0, phi = 35.0, c = 0.0  
■ gamma = 20.0, phi = 11.0, c = 0.0  
■ gamma = 20.0, phi = 21.0, c = 20.0

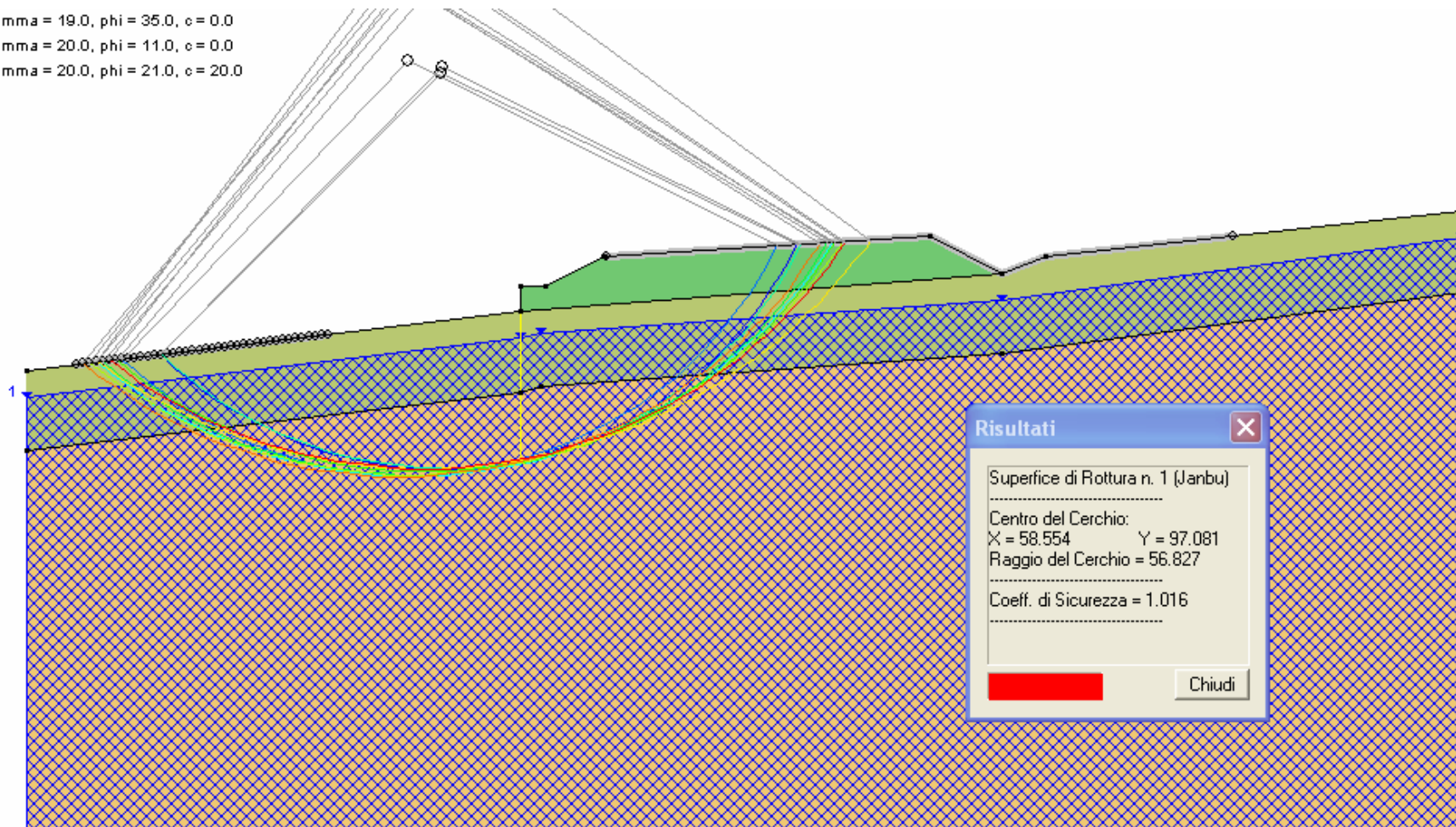


Figura 7.2- Analisi di stabilità globale nel caso sismico ed individuazione della superficie di scorrimento avente  $F_s$  minimo



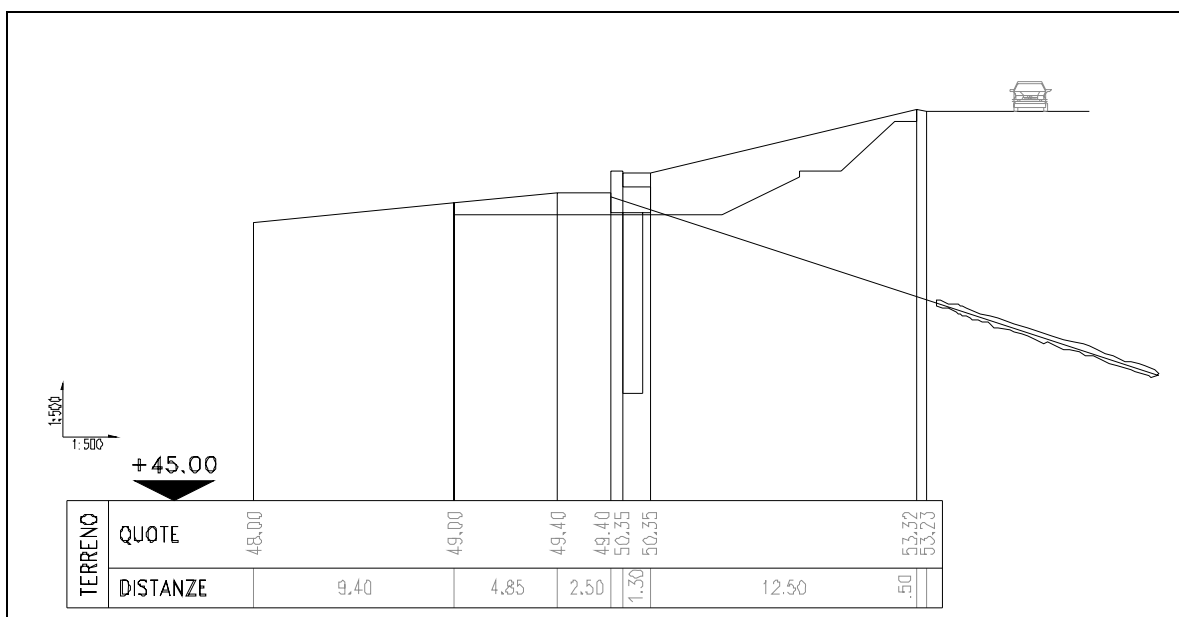
## Allegato 1

---

Procedura di calcolo per gli interventi di stabilizzazione in progetto

## OPERA DI PRESIDIO AL PIEDE DEL RILEVATO

La procedura di calcolo adottata per il dimensionamento delle opere di presidio in progetto viene illustrata nel seguito. Si farà riferimento ad un caso di esempio come quello mostrato in Figura 1.1. La stessa procedura si applica alla verifica di opere esistenti dello stesso tipo.



**Figura 1.1**

## Definizione parametri di progetto per il terreno

I parametri caratteristici vengono definiti sulla base del problema di stabilità. Si fa riferimento alla documentazione esistente degli interventi di manutenzione straordinaria già realizzati, alla relazione geotecnica di caratterizzazione del progetto definitivo ed ai risultati delle indagini geotecniche svolte per il progetto esecutivo. Nella maggior parte dei casi analizzati, si individua una stratigrafia costituita da uno strato superficiale, caratterizzato da resistenza meccanica scadente, e da uno strato più profondo, caratterizzato da parametri geotecnici migliori. Per maggiori approfondimenti si rimanda alla relazione geotecnica di progetto.

### *Influenza dell'incremento di pressione interstiziale durante carico ciclico*

Per materiali a prevalente contenuto argilloso come quelli interessati da questo studio, numerosi lavori sperimentali (Yasuhara, 1994) mostrano che si può avere degradazione significativa della resistenza ( $> 10\%$ ) soltanto con incrementi di pressione interstiziale  $\Delta u/\sigma'_v > 0,6$ . Tali valori non sono peraltro raggiungibili in questi tipi di materiali durante terremoti di magnitudo intorno a  $6 \div 6,2$ , valore massimo riscontrato nel catalogo sismico dell'area in esame.

Pertanto, i parametri di resistenza non vengono ridotti per tenere conto di questo effetto.

## Verifica stabilità pendio in assenza di interventi

Schema seguito per approccio pseudostatico

Determinazione fattore di sicurezza ( $F_s$ ) in condizioni statiche con i parametri di resistenza di progetto con allargamento sede autostradale

$F_s > 1,3 ?$

NO

Intervento di stabilizzazione

SI

Verifica pseudostatica con parametri di progetto

### *Accelerazione di progetto*

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

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

$S$  = coefficiente amplificativo deformabilità suolo = 1.25 (suolo tipo C)

$a_g$  = accelerazione di picco su suolo roccioso = 0.19 g (2° categoria, modificata secondo studio propedeutico alla progettazione SPEA)

### *Forze pseudostatiche di progetto*

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

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

dove:

$W$  = peso della massa in potenziale movimento

$FS > 1,0 ?$

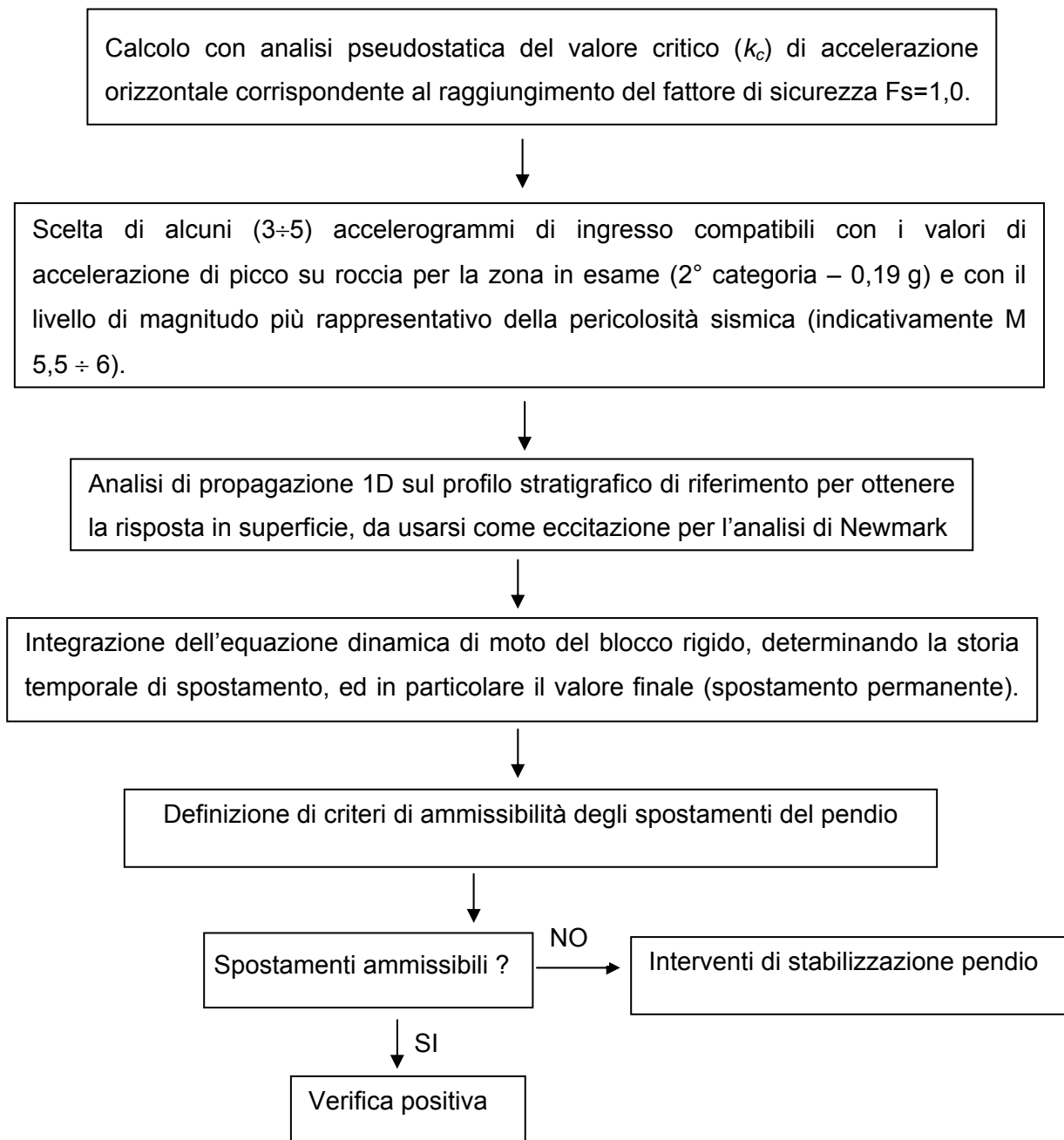
NO

Verifica in condizioni dinamiche con approccio dinamico di Newmark

SI

Verifica positiva

Schema seguito per approccio dinamico semplificato (Newmark)



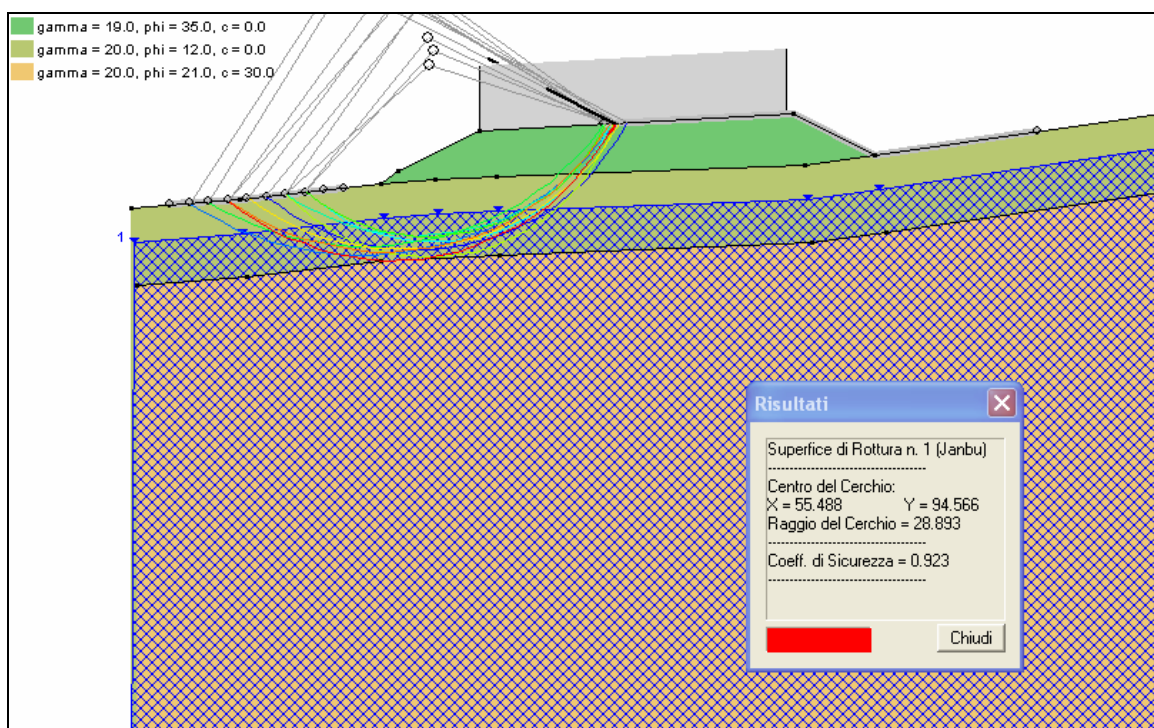
Si fa notare come si sia adottato un valore di accelerazione di picco su roccia  $a_g$  pari 0,19 g e non 0,25 g come richiesto dall'OPCM n. 3274 del 20/03/2003. Tale scelta discende dai risultati della Monografia SPEA "Studi specialistici propedeutici alla progettazione definitiva e SIA" per l'ampliamento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

## Definizione delle azioni di progetto

*Determinazione dei coefficienti di spinta attiva e passiva equivalenti*

Determinazione della forza necessaria a stabilizzare il pendio

Si considera il problema di stabilità del pendio a valle del rilevato (Figura 1.2). Se dalla verifica di stabilità del pendio è stato ottenuto  $FS < 1,3$  in presenza di verifica statica, o  $FS < 1,0$ , in presenza di verifica pseudostatica, oppure il pendio sia risultato soggetto a spostamenti inammissibili secondo il metodo di Newmark, si dovrà procedere alla realizzazione di opere di stabilizzazione.



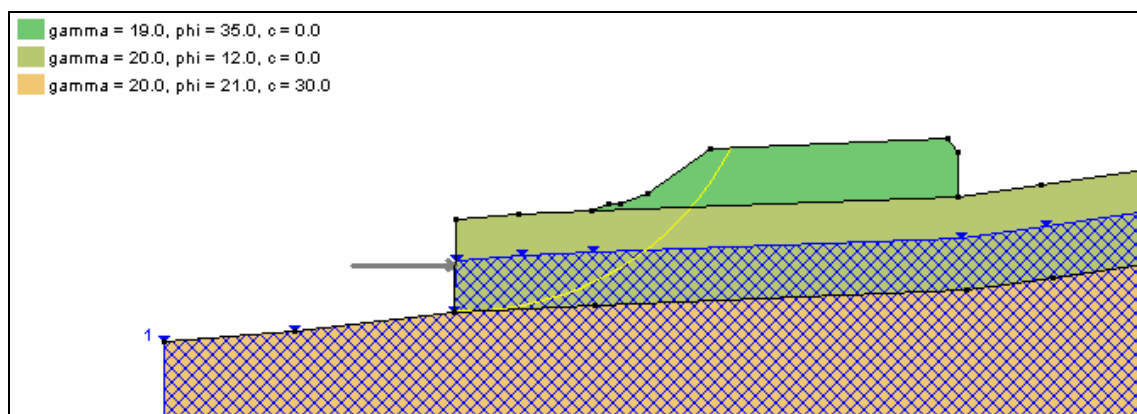
**Figura 1.2**

Per il dimensionamento dell'opera in progetto, è innanzitutto necessario ricercare la superficie di scorrimento critica; essa viene individuata in modo da massimizzare le azioni sull'opera di stabilizzazione in progetto.

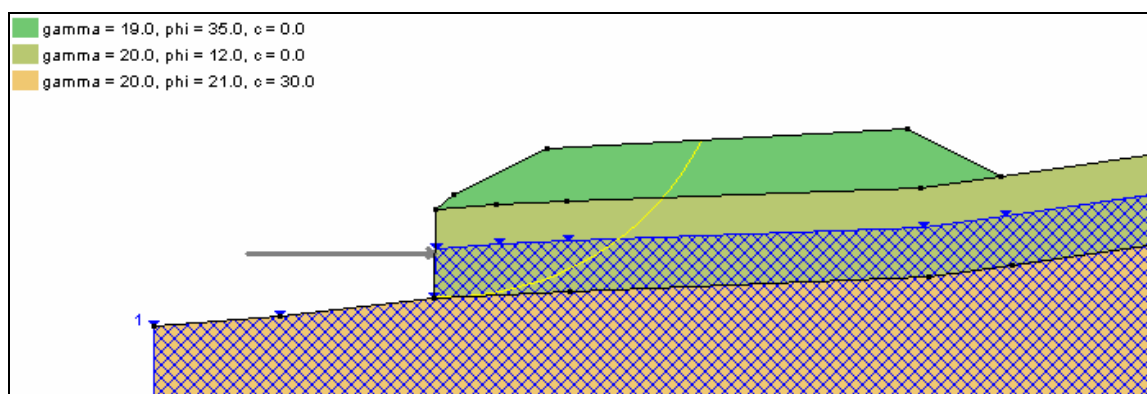
Per la definizione delle azioni di progetto, si ricerca la forza orizzontale ( $H_m$ ) necessaria a stabilizzare il cuneo di monte della superficie critica individuata precedentemente, in assenza del volume di terreno a valle dell'opera stessa; tale forza viene determinata mediante il programma PRO\_STAB.

Si ricerca 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) (Figura 1.3).

Considerando, invece, le condizioni finali di progetto, si realizza un'analisi analoga a quella sopra descritta, andando a determinare la forza orizzontale sufficiente a garantire, per il cuneo di monte, un fattore di sicurezza della superficie di scorrimento critica pari a 1,3. Quest'ultima analisi viene infine ripetuta per determinare la forza orizzontale necessaria a garantire al cuneo di monte un coefficiente di sicurezza pari ad 1,1 (Figura 1.4). Tutte le analisi vengono svolte non considerando il sovraccarico da traffico autostradale.



**Figura 1.3**

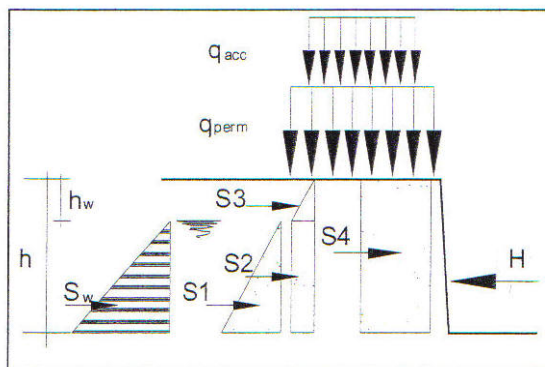


**Figura 1.4**

Determinazione del coefficiente di spinta attiva equivalente

Al fine di effettuare il calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti dell'intervento di stabilizzazione previsto, è necessario determinare precedentemente i coefficienti di spinta attiva e passiva. Nella Figura 1.5 viene riportato lo schema utilizzato per la valutazione

dei coefficienti di spinta attiva equivalenti, ovvero quei valori tali per cui la risultante delle spinte a monte dell'opera uguaglia le forze  $H_m$  trovate al punto precedente. Tale schema individua le forze agenti sull'opera di stabilizzazione.



**Figura 1.5**

Per la determinazione dei coefficienti di spinta attiva equivalenti, viene utilizzato un foglio excel (Figura 1.6): utilizzando la funzione "Ricerca obiettivo" si imposta il valore di H pari a quello ricavato dall'analisi di stabilità ( $H_m$ ) e viene determinato in automatico il valore di  $k^*_a$  per il quale la somma delle spinte (che sono tutte definite in funzione di  $k^*_a$ ) è uguale a  $H_m$ .

q perm	40	kN/m <sup>2</sup>	q perm	145	kN/m <sup>2</sup>	q perm	145	kN/m <sup>2</sup>
q acc	0	kN/m <sup>2</sup>	q acc	0	kN/m <sup>2</sup>	q acc	0	kN/m <sup>2</sup>
g	20	kN/m <sup>3</sup>	g	20	kN/m <sup>3</sup>	g	20	kN/m <sup>3</sup>
gw	10	kN/m <sup>3</sup>	gw	10	kN/m <sup>3</sup>	gw	10	kN/m <sup>3</sup>
h=he	6	m	h=he	6	m	h=he	6	m
hw	3	m	hw	3	m	hw	3	m
(h-hw)	3	m	(h-hw)	3	m	(h-hw)	3	m
<b>H</b>	<b>175</b>	<b>kN/m</b>	<b>H</b>	<b>530</b>	<b>kN/m</b>	<b>H</b>	<b>640</b>	<b>kN/m</b>
S1	10,54054	kN/m	S1	18,41772	kN/m	S1	22,59494	kN/m
S2	42,16216	kN/m	S2	73,67089	kN/m	S2	90,37975	kN/m
S3	21,08108	kN/m	S3	36,83544	kN/m	S3	45,18987	kN/m
S4	56,21622	kN/m	S4	356,0759	kN/m	S4	436,8354	kN/m
Sw	45	kN/m	Sw	45	kN/m	Sw	45	kN/m
<b>k<sup>*</sup><sub>i</sub></b>	<b>0,234</b>	-	<b>k<sup>*</sup><sub>a</sub> 1,1</b>	<b>0,409</b>	-	<b>k<sup>*</sup><sub>a</sub> 1,3</b>	<b>0,502</b>	-

**Figura 1.6**

In questo modo, vengono determinati il coefficiente di spinta iniziale equivalente ( $k^*_{a,i}$ ), il coefficiente di spinta attiva equivalente per  $F_s=1,1$  ( $k^*_{a,1,1}$ ) ed il coefficiente di spinta attiva equivalente per  $F_s=1,3$  ( $k^*_{a,1,3}$ ).

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



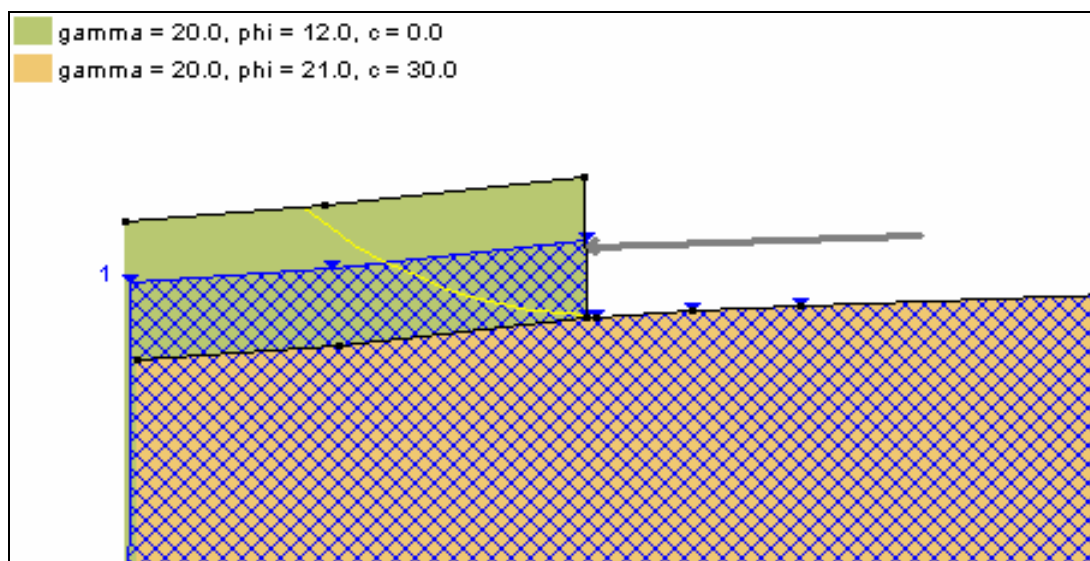
stessa. La larghezza per la quale si considera agente il sovraccarico laterale è pari alla profondità dei pali/diaframma dell'intervento di stabilizzazione, assumendo così una diffusione a 45° del carico in profondità.

Verifica di stabilità del terreno a valle dell'opera di stabilizzazione

Sempre mediante PRO\_STAB si verifica che il volume di terreno compreso fra l'opera di stabilizzazione e la superficie di scorrimento nella zona a valle dell'opera stessa abbia un coefficiente  $F_s \geq 1,0$  (Figura 1.7). Nel caso in cui risulti  $F_s < 1,0$  sarà necessario riposizionare l'intervento di stabilizzazione al fine di garantire un coefficiente di sicurezza adeguato anche a valle dell'opera.

Determinazione della forza instabilizzante del terreno a valle dell'opera di stabilizzazione

Se dall'analisi al punto precedente risultasse  $F_s \geq 1,0$  si può pensare che il terreno a valle contribuisca alla stabilità del sistema opera di stabilizzazione-terreno a monte in misura pari alla differenza tra il fattore di sicurezza corrente e  $F_s = 1,0$ . Tale contributo può essere schematizzato come una forza orizzontale ( $H_v$ ) diretta verso valle.



**Figura 1.7**

Verranno determinate, mediante modelli analoghi a quelli descritti in precedenza, la forza orizzontale per cui si ottiene per il cuneo di valle  $F_s=1,0$ ,  $F_s=1,1$  ed  $F_s=1,3$ .

Determinazione del coefficiente di spinta passiva equivalente

Tale procedimento è analogo a quello visto al punto precedente, andando a impostare nel foglio di calcolo i valori di  $H_v$  calcolati al punto precedente. Si troveranno, in questo caso, il

coefficiente di spinta passiva equivalente iniziale  $k_{pi}^*$  ed il coefficiente di spinta passiva equivalente per  $F_s=1,1$  ( $k_{p\ 1,1}^*$ ) e per  $F_s=1,3$  ( $k_{p\ 1,3}^*$ ).

## Dimensionamento e verifica dell'opera

Il dimensionamento e la verifica dell'opera di stabilizzazione viene effettuata utilizzando il software Paratie.

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 un carico nastriforme di larghezza finita e pari alla profondità dei pali/diaframma, come detto precedentemente.
2. Inserimento dell'opera di presidio (pali, diaframmi,...).
3. Scavo (eventuale).
4. Inserimento e tesatura dei tiranti (eventuale).
5. Ripetizione, se necessario, delle fasi 3 e 4 per l'installazione di ulteriori ordini di tiranti.
6. Eventuali ritombamenti a valle dell'opera (da inserire nel modello soltanto come sovraccarico).
7. Analisi statica. Incremento delle spinte di monte ponendo  $k_a = k_{a\ 1,3}^*$  e contestualmente decremento delle spinte di valle ponendo  $k_p = k_{p\ 1,3}^*$  (se  $k_{p\ 1,3}^* = 0$ , il cuneo di valle continua ad essere considerato come solo sovraccarico). 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 drenante 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.
8. Valutazione delle sollecitazioni interne (caso statico  $E_{statico}$ ). Le sollecitazioni interne così determinate vengono assimilate a sollecitazioni allo stato limite ultimo ovvero  $E_d=1,0 \times E_{statico}$ . Realizzazione delle verifiche di resistenza allo stato limite

ultimo degli elementi strutturali (pali, diaframmi, tiranti, trave di coronamento), andando a verificare che le sollecitazioni di progetto ricavate da tale analisi ( $E_d$ ) risultino inferiori delle resistenze di progetto ( $S_d$ ).

9. Analisi sismica pseudostatica. L'analisi in condizioni sismiche viene condotta calcolando la spinta sismica agente sulla struttura mediante la formula di Mononobe – Okabe.

Nel caso specifico, considerata la tipologia di opere da dimensionare, nel calcolo del coefficiente di spinta orizzontale  $k_h$ , si assume il valore del coefficiente  $r = 1,0$ .

L'altezza sulla quale si calcola la spinta sismica è pari allo spessore della coltre instabile determinata nell'analisi statica.

Il coefficiente di spinta attiva da utilizzare è pari a quello determinato in condizioni statiche per un fattore di sicurezza della superficie di rottura critica pari ad 1,1 ( $k_{a1,1}^*$ ), mentre il coefficiente di spinta passivo viene ridotto del 30% rispetto a quello calcolato in condizioni statiche ( $0,7 \times k_{p1,1}^*$ ). Tale assunzione deriva dai risultati dagli studi effettuati da SPEA (Monografia 6) e già citati in precedenza.

L'analisi delle sollecitazioni viene effettuata con lo stesso modello di Paratie utilizzato per l'analisi statica al quale si applicherà l'incremento di spinta sismica come un carico distribuito sull'altezza della superficie instabile.

Sarà 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  $a_g = 0,19$  g, secondo quanto anticipato precedentemente)

In maniera del tutto analoga vengono determinate le azioni sismiche (spinta delle terre e forza inerziale) agenti sul muro di sostegno eventualmente presente in testa alla paratia. I coefficienti amplificativi delle azioni agenti sul muro per l'analisi allo stato limite ultimo in condizioni sismiche sono definiti all'O.P.C.M. 3274 del 20/03/03.

Le sollecitazioni interne alla paratia così determinate (caso sismico -  $E_{\text{sismico}}$ ) vengono assimilate a sollecitazioni allo stato limite ultimo, andando a verificare che le sollecitazioni di progetto ricavate da tale analisi, ovvero  $E_d = 1,0 \times E_{\text{sismico}}$ , risultino inferiori delle resistenze di progetto ( $S_d$ ). Realizzazione delle verifiche di resistenza allo stato limite ultimo degli elementi strutturali (pali, diaframmi, muro di sostegno, tiranti, trave di coronamento), andando a verificare che le sollecitazioni di progetto ricavate da tale analisi ( $E_d$ ) risultino inferiori delle resistenze di progetto ( $S_d$ ).

Per la definizione della percentuale minima di armatura degli elementi strutturali si fa riferimento all'O.P.C.M. 3274 del 20/03/03.

### *Verifica di resistenza dei tiranti*

#### 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:

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

da cui si ricava:

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

con:

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

$D$ : diametro del bulbo di ancoraggio

$l$ : lunghezza del bulbo di ancoraggio

$\tau_{\text{lim}}$ : 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 è ipotizzato di utilizzare iniezioni multiple ripetute e si è fatto riferimento alle Raccomandazioni AICAP e a Bustamante e Doix (1985) 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)

### 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  $f_{p(1)k}=1570$  MPa. Per la determinazione del carico ammissibile si è utilizzata la seguente espressione:

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

dove:

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

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

$A_s$  = sezione trasversale dell'armatura

### **Analisi di stabilità globale dell'opera**

Il successivo passo della procedura consiste nell'esecuzione delle verifiche di stabilità globale dell'opera, sia in condizioni statiche che sismiche. Si tenga presente che, in questa sede, non viene verificato il grado di sicurezza dell'intera scarpata ma solo della porzione interessata dall'alterazione dell'equilibrio generato dall'allargo; viene cioè verificato il grado di stabilità delle possibili superfici di scivolamento che hanno come limite di monte la larghezza della carreggiata stradale.

Le condizioni statiche saranno 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.

Con lo stesso modello saranno 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 si determinano 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 1,0

$S$  = 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.

## Allegato 2

---

### Tabulato di calcolo – Paratie 6.1

```
*****
**
**          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= <w:\998\esecutivo\xx-lavoro\interventi pe\intervento
  22\progetto ese
3: * project with "run time" parameters
4: * Force=kN Lenght=m
5: *
6: units m kN
7: title History 0 - Intervento 22 - Sezione 22A
8: delta 0.2
9: option param itemax 20
10: option noprint echo
11: option noprint displ
12: option noprint react
13: option noprint stresses
14:      wall RightWall 0 -16.5 0
15: *
16: soil DHRight RightWall -16.5 0 2 0
17: soil UHRight RightWall -16.5 0 1 180
18: *
19: material Cls 2.8E+007
20: material Steel 2.1E+008
21: *
22: beam Pali RightWall -16.5 0 Cls 1.18326
23: *
```



```

24: wire T1 RightWall 0 Steel 1.6088E-005 266 155
25: *
26: strip RightWall 1 1 0 16.5 0 103 45
27: strip RightWall 2 2 0 16.5 0 157 45
28: strip RightWall 3 3 0 16.5 0 137 45
29: *
30: * Soil Profile
31: *
32:   ldata          Coltre 0
33:     weight       20 10 10
34:     atrest       0.479 0 1
35:     resistance   0 11 0.479 1.46
36:     young        16000 24000
37:   endlayer
38:   ldata          Substrato -9
39:     weight       20 10 10
40:     atrest       0.641632 0 1
41:     resistance   20 21 0.422 2.647
42:     young        64000 96000
43:   endlayer
44: *
45: step 1 : Geostatica
46:   setwall RightWall
47:     geom 0 0
48:     water -3 0
49:     add Pali
50:     add T1
51: endstep
52: *
53: step 2 : Analisi statica k*
54:   change Coltre U-KA=0.564
55:   change Coltre D-KP=1.183
56:   load constant RightWall 0 2 140.17
57:   load constant RightWall 0 1 -107.33
58:   setwall RightWall
59: endstep
60: *
61: step 3 : Analisi Pseudo-statica
62:   change Coltre U-KA=0.499
63:   change Coltre D-KP=0.944
64:   load constant RightWall 0 2 69.37
65:   load constant RightWall 0 1 -20.83

```

66: dload constant RightWall -9 -40.74 0 -40.74  
 67: dload constant RightWall -16.5 -5.83 -9 -5.83  
 68: setwall RightWall  
 69: endstep  
 70: \*  
 71: \*

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 1

LAYER Coltre

natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		
quota superiore	=	0.0000	m	
quota inferiore	=	-9.0000	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	=	11.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.47900		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	1.4600		(A MONTE)
Konc normal consolidato	=	0.47900		
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	=	11.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.47900		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	=	1.4600		(A VALLE)

LAYER Substrato

natura 1=granulare, 2=argilla	=	1.0000		
quota superiore	=	-9.0000	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	=	20.000	kPa	(A MONTE)
angolo di attrito	=	21.000	DEG	(A MONTE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.42200		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	2.6470		(A MONTE)
Konc normal consolidato	=	0.64163		

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	=	20.000	kPa	(A VALLE)
angolo di attrito	=	21.000	DEG	(A VALLE)
coeff. spinta attiva ka	=	0.42200		(A VALLE)
coeff. spinta passiva kp	=	2.6470		(A VALLE)

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 2

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

LAYER Coltre

coeff. spinta attiva ka	=	0.56400		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	1.1830		(A VALLE)

RIASSUNTO PARAMETRI GEOTECNICI PER LA FASE 3

(SOLO I PARAMETRI CHE POSSONO VARIARE)

LAYER Coltre

coeff. spinta attiva ka	=	0.49900		(A MONTE)
coeff. spinta passiva kp	=	0.94400		(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	=	-16.500	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	=	-16.500	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
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	=	-16.500	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.	-16.50	DOWNHILL	0.	
UHRight	RightWall	0.	-16.50	UPHILL	180.0	

RIASSUNTO ELEMENTI BEAM						
Name	Wall	Z1	Z2	Mat	thick	
		m	m		m	
Pali	RightWall	0.	-16.50	_	1.183	

RIASSUNTO ELEMENTI WIRE						
Name	Wall	Zeta	Mat	A/L	Pinit	Angle
		m			kN/m	deg
T1	RightWall	0.	_	0.1609E-04	266.0	155.0

RIASSUNTO DATI VARI

=====

```

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

```

DISTRIBUTED LOAD SUMMARY

Wall	From	To	Z1	P1	Z2	P2
	step	step				
Righ	3	3	-9.0000	-40.740	0.0000	-40.740
Righ	3	3	-16.500	-5.8300	-9.0000	-5.8300

UNITS FOR Z1 , Z2 =m

UNITS FOR P1 , P2 =kPa

CONCENTRATED LOAD SUMMARY

Wall	From	To	ZETA	FORCE	MOMENT
	step	step			
Righ	2	3	0.0000	0.0000	140.17
Righ	2	3	0.0000	-107.33	0.0000
Righ	3	3	0.0000	0.0000	69.370
Righ	3	3	0.0000	-20.830	0.0000

UNITS FOR ZETA =m

FORCE UNITS =kN/m

MOMENT UNITS =kN\*m/m

RIASSUNTO ANALISI INCREMENTALE

FASE	N. DI ITERAZIONI	CONVERGENZA
1	7	SI
2	6	SI
3	6	SI

STEP DI CARICO NO. 1

NOD	Y-DISPL [m]	X-ROT [rad]
1	0.46680844E-02	-0.90106629E-03
2	0.44879527E-02	-0.89984847E-03
3	0.43083020E-02	-0.89628028E-03
4	0.41295858E-02	-0.89052937E-03
5	0.39522247E-02	-0.88275858E-03
6	0.37766066E-02	-0.87312626E-03
7	0.36030882E-02	-0.86178404E-03
8	0.34319977E-02	-0.84887171E-03
9	0.32636358E-02	-0.83451573E-03
10	0.30982797E-02	-0.81883359E-03
11	0.29361832E-02	-0.80193923E-03
12	0.27775776E-02	-0.78394363E-03
13	0.26226719E-02	-0.76495501E-03
14	0.24716547E-02	-0.74507861E-03
15	0.23246929E-02	-0.72441698E-03
16	0.21819335E-02	-0.70306991E-03
17	0.20435040E-02	-0.68113452E-03
18	0.19095127E-02	-0.65870531E-03
19	0.17800488E-02	-0.63587405E-03
20	0.16551838E-02	-0.61273016E-03
21	0.15349718E-02	-0.58936048E-03
22	0.14194492E-02	-0.56584849E-03
23	0.13086366E-02	-0.54227223E-03
24	0.12025398E-02	-0.51870395E-03
25	0.11011502E-02	-0.49520994E-03
26	0.10044468E-02	-0.47185106E-03
27	0.91239699E-03	-0.44868272E-03
28	0.82495762E-03	-0.42575548E-03
29	0.74207573E-03	-0.40311491E-03
30	0.66368975E-03	-0.38080278E-03
31	0.58973010E-03	-0.35885850E-03

32	0.52011933E-03	-0.33731974E-03
33	0.45477282E-03	-0.31622147E-03
34	0.39359921E-03	-0.29559591E-03
35	0.33650090E-03	-0.27547337E-03
36	0.28337436E-03	-0.25588326E-03
37	0.23411021E-03	-0.23685425E-03
38	0.18859343E-03	-0.21841380E-03
39	0.14670368E-03	-0.20058831E-03
40	0.10831538E-03	-0.18340383E-03
41	0.73297706E-04	-0.16688614E-03
42	0.41514792E-04	-0.15106036E-03
43	0.12825794E-04	-0.13595106E-03
44	-0.12915012E-04	-0.12158247E-03
45	-0.35858211E-04	-0.10797915E-03
46	-0.56159359E-04	-0.95166157E-04
47	-0.73977804E-04	-0.83150087E-04
48	-0.89471599E-04	-0.71917071E-04
49	-0.10279567E-03	-0.61449624E-04
50	-0.11410111E-03	-0.51727144E-04
51	-0.12353464E-03	-0.42726424E-04
52	-0.13123811E-03	-0.34422017E-04
53	-0.13734805E-03	-0.26786647E-04
54	-0.14199545E-03	-0.19791556E-04
55	-0.14530537E-03	-0.13406836E-04
56	-0.14739682E-03	-0.76017277E-05
57	-0.14838261E-03	-0.23448952E-05
58	-0.14836922E-03	0.23953139E-05
59	-0.14745681E-03	0.66505931E-05
60	-0.14573921E-03	0.10452443E-04
61	-0.14330399E-03	0.13832001E-04
62	-0.14023253E-03	0.16819884E-04
63	-0.13660015E-03	0.19446055E-04
64	-0.13247627E-03	0.21739705E-04
65	-0.12792455E-03	0.23729144E-04
66	-0.12300308E-03	0.25441717E-04
67	-0.11776457E-03	0.26903712E-04
68	-0.11225661E-03	0.28140306E-04
69	-0.10652187E-03	0.29175499E-04
70	-0.10059832E-03	0.30032068E-04
71	-0.94519521E-04	0.30731528E-04
72	-0.88314839E-04	0.31294094E-04
73	-0.82009748E-04	0.31738655E-04



74	-0.75626071E-04	0.32082764E-04
75	-0.69182257E-04	0.32342599E-04
76	-0.62693667E-04	0.32532967E-04
77	-0.56172808E-04	0.32667293E-04
78	-0.49629682E-04	0.32757602E-04
79	-0.43071996E-04	0.32814529E-04
80	-0.36505480E-04	0.32847296E-04
81	-0.29934165E-04	0.32863736E-04
82	-0.23360646E-04	0.32870270E-04
83	-0.16786382E-04	0.32871914E-04
84	-0.13499186E-04	0.32871983E-04

STEP DI CARICO NO. 2

NOD	Y-DISPL [m]	X-ROT [rad]
1	-0.30874752E-02	0.18336855E-03
2	-0.30514763E-02	0.17687317E-03
3	-0.30166295E-02	0.17182564E-03
4	-0.29826581E-02	0.16809933E-03
5	-0.29493093E-02	0.16558089E-03
6	-0.29163521E-02	0.16416605E-03
7	-0.28835761E-02	0.16375106E-03
8	-0.28507919E-02	0.16423284E-03
9	-0.28178296E-02	0.16551638E-03
10	-0.27845376E-02	0.16751395E-03
11	-0.27507818E-02	0.17014470E-03
12	-0.27164428E-02	0.17333064E-03
13	-0.26814174E-02	0.17699668E-03
14	-0.26456167E-02	0.18107431E-03
15	-0.26089645E-02	0.18550150E-03
16	-0.25713965E-02	0.19022237E-03
17	-0.25328593E-02	0.19518471E-03
18	-0.24933098E-02	0.20033863E-03
19	-0.24527144E-02	0.20563783E-03
20	-0.24110479E-02	0.21103943E-03
21	-0.23682944E-02	0.21650203E-03
22	-0.23244456E-02	0.22198561E-03
23	-0.22795012E-02	0.22745357E-03
24	-0.22334675E-02	0.23287261E-03
25	-0.21863575E-02	0.23821268E-03
26	-0.21381895E-02	0.24344544E-03
27	-0.20889882E-02	0.24854409E-03

28	-0.20387825E-02	0.25348456E-03
29	-0.19876065E-02	0.25824248E-03
30	-0.19354995E-02	0.26279117E-03
31	-0.18825061E-02	0.26710017E-03
32	-0.18286776E-02	0.27113536E-03
33	-0.17740726E-02	0.27486018E-03
34	-0.17187569E-02	0.27823559E-03
35	-0.16628044E-02	0.28122007E-03
36	-0.16062979E-02	0.28376855E-03
37	-0.15493294E-02	0.28583233E-03
38	-0.14920008E-02	0.28736016E-03
39	-0.14344245E-02	0.28829841E-03
40	-0.13767245E-02	0.28858986E-03
41	-0.13190358E-02	0.28817391E-03
42	-0.12615062E-02	0.28698740E-03
43	-0.12042966E-02	0.28496477E-03
44	-0.11475807E-02	0.28203800E-03
45	-0.10915464E-02	0.27813576E-03
46	-0.10363964E-02	0.27318340E-03
47	-0.98234077E-03	0.26721467E-03
48	-0.92956884E-03	0.26037067E-03
49	-0.87824173E-03	0.25278833E-03
50	-0.82849391E-03	0.24459994E-03
51	-0.78043365E-03	0.23593311E-03
52	-0.73414447E-03	0.22690954E-03
53	-0.68968616E-03	0.21764176E-03
54	-0.64709719E-03	0.20823252E-03
55	-0.60639635E-03	0.19877501E-03
56	-0.56758476E-03	0.18935368E-03
57	-0.53064740E-03	0.18004455E-03
58	-0.49555494E-03	0.17091562E-03
59	-0.46226513E-03	0.16202711E-03
60	-0.43072453E-03	0.15343168E-03
61	-0.40086985E-03	0.14517522E-03
62	-0.37262923E-03	0.13729710E-03
63	-0.34592359E-03	0.12983056E-03
64	-0.32066778E-03	0.12280255E-03
65	-0.29677193E-03	0.11623397E-03
66	-0.27414254E-03	0.11014004E-03
67	-0.25268362E-03	0.10453070E-03
68	-0.23229764E-03	0.99410841E-04
69	-0.21288663E-03	0.94780422E-04

70	-0.19435315E-03	0.90634690E-04
71	-0.17660105E-03	0.86964625E-04
72	-0.15953646E-03	0.83757172E-04
73	-0.14306849E-03	0.80995174E-04
74	-0.12711009E-03	0.78657569E-04
75	-0.11157881E-03	0.76719713E-04
76	-0.96397438E-04	0.75153468E-04
77	-0.81494749E-04	0.73927346E-04
78	-0.66806155E-04	0.73006348E-04
79	-0.52274427E-04	0.72352057E-04
80	-0.37850328E-04	0.71922834E-04
81	-0.23493276E-04	0.71673894E-04
82	-0.91719412E-05	0.71557428E-04
83	0.51351408E-05	0.71522642E-04
84	0.12287287E-04	0.71520881E-04

STEP DI CARICO NO. 3

NOD	Y-DISPL [m]	X-ROT [rad]
1	-0.27903290E-01	0.25473926E-02
2	-0.27394829E-01	0.25375464E-02
3	-0.26888145E-01	0.25295967E-02
4	-0.26382877E-01	0.25233612E-02
5	-0.25878698E-01	0.25186676E-02
6	-0.25375318E-01	0.25153498E-02
7	-0.24872476E-01	0.25132424E-02
8	-0.24369951E-01	0.25121798E-02
9	-0.23867546E-01	0.25120026E-02
10	-0.23365101E-01	0.25125570E-02
11	-0.22862485E-01	0.25136936E-02
12	-0.22359595E-01	0.25152655E-02
13	-0.21856358E-01	0.25171277E-02
14	-0.21352733E-01	0.25191393E-02
15	-0.20848703E-01	0.25211654E-02
16	-0.20344274E-01	0.25230746E-02
17	-0.19839488E-01	0.25247382E-02
18	-0.19334404E-01	0.25260295E-02
19	-0.18829109E-01	0.25268239E-02
20	-0.18323716E-01	0.25269997E-02
21	-0.17818360E-01	0.25264360E-02
22	-0.17313199E-01	0.25250129E-02
23	-0.16808419E-01	0.25226132E-02

24	-0.16304227E-01	0.25191216E-02
25	-0.15800850E-01	0.25144259E-02
26	-0.15298543E-01	0.25084142E-02
27	-0.14797580E-01	0.25009764E-02
28	-0.14298256E-01	0.24920048E-02
29	-0.13800887E-01	0.24813931E-02
30	-0.13305815E-01	0.24690384E-02
31	-0.12813395E-01	0.24548385E-02
32	-0.12324009E-01	0.24386921E-02
33	-0.11838054E-01	0.24205013E-02
34	-0.11355951E-01	0.24001691E-02
35	-0.10878136E-01	0.23776018E-02
36	-0.10405065E-01	0.23527062E-02
37	-0.99372147E-02	0.23253907E-02
38	-0.94750766E-02	0.22955665E-02
39	-0.90191616E-02	0.22631460E-02
40	-0.85699968E-02	0.22280437E-02
41	-0.81281280E-02	0.21901752E-02
42	-0.76941168E-02	0.21494585E-02
43	-0.72685401E-02	0.21058132E-02
44	-0.68519916E-02	0.20591619E-02
45	-0.64450810E-02	0.20094279E-02
46	-0.60484312E-02	0.19565360E-02
47	-0.56626620E-02	0.19007106E-02
48	-0.52883076E-02	0.18424756E-02
49	-0.49257982E-02	0.17823419E-02
50	-0.45754653E-02	0.17207896E-02
51	-0.42375471E-02	0.16582689E-02
52	-0.39121942E-02	0.15952018E-02
53	-0.35994765E-02	0.15319831E-02
54	-0.32993865E-02	0.14689812E-02
55	-0.30118467E-02	0.14065384E-02
56	-0.27367128E-02	0.13449735E-02
57	-0.24737790E-02	0.12845818E-02
58	-0.22227834E-02	0.12256375E-02
59	-0.19834109E-02	0.11683924E-02
60	-0.17552978E-02	0.11130786E-02
61	-0.15380365E-02	0.10599090E-02
62	-0.13311782E-02	0.10090785E-02
63	-0.11342373E-02	0.96076453E-03
64	-0.94669394E-03	0.91512833E-03
65	-0.76799776E-03	0.87231491E-03

66	-0.59757114E-03	0.83245343E-03
67	-0.43481274E-03	0.79564698E-03
68	-0.27910422E-03	0.76196273E-03
69	-0.12981733E-03	0.73143345E-03
70	0.13679281E-04	0.70405618E-03
71	0.15201270E-03	0.67979237E-03
72	0.28579909E-03	0.65857166E-03
73	0.41563757E-03	0.64029382E-03
74	0.54210419E-03	0.62482950E-03
75	0.66574645E-03	0.61202183E-03
76	0.78707782E-03	0.60168776E-03
77	0.90657256E-03	0.59361849E-03
78	0.10246607E-02	0.58757979E-03
79	0.11417225E-02	0.58331242E-03
80	0.12580848E-02	0.58053253E-03
81	0.13740143E-02	0.57893287E-03
82	0.14897150E-02	0.57818997E-03
83	0.16053250E-02	0.57796930E-03
84	0.16631213E-02	0.57795818E-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	-0.27903E-01	3
2	-0.20000	-0.27395E-01	3
3	-0.40000	-0.26888E-01	3
4	-0.60000	-0.26383E-01	3
5	-0.80000	-0.25879E-01	3
6	-1.0000	-0.25375E-01	3
7	-1.2000	-0.24872E-01	3
8	-1.4000	-0.24370E-01	3
9	-1.6000	-0.23868E-01	3
10	-1.8000	-0.23365E-01	3
11	-2.0000	-0.22862E-01	3
12	-2.2000	-0.22360E-01	3
13	-2.4000	-0.21856E-01	3
14	-2.6000	-0.21353E-01	3

15	-2.8000	-0.20849E-01	3
16	-3.0000	-0.20344E-01	3
17	-3.2000	-0.19839E-01	3
18	-3.4000	-0.19334E-01	3
19	-3.6000	-0.18829E-01	3
20	-3.8000	-0.18324E-01	3
21	-4.0000	-0.17818E-01	3
22	-4.2000	-0.17313E-01	3
23	-4.4000	-0.16808E-01	3
24	-4.6000	-0.16304E-01	3
25	-4.8000	-0.15801E-01	3
26	-5.0000	-0.15299E-01	3
27	-5.2000	-0.14798E-01	3
28	-5.4000	-0.14298E-01	3
29	-5.6000	-0.13801E-01	3
30	-5.8000	-0.13306E-01	3
31	-6.0000	-0.12813E-01	3
32	-6.2000	-0.12324E-01	3
33	-6.4000	-0.11838E-01	3
34	-6.6000	-0.11356E-01	3
35	-6.8000	-0.10878E-01	3
36	-7.0000	-0.10405E-01	3
37	-7.2000	-0.99372E-02	3
38	-7.4000	-0.94751E-02	3
39	-7.6000	-0.90192E-02	3
40	-7.8000	-0.85700E-02	3
41	-8.0000	-0.81281E-02	3
42	-8.2000	-0.76941E-02	3
43	-8.4000	-0.72685E-02	3
44	-8.6000	-0.68520E-02	3
45	-8.8000	-0.64451E-02	3
46	-9.0000	-0.60484E-02	3
47	-9.2000	-0.56627E-02	3
48	-9.4000	-0.52883E-02	3
49	-9.6000	-0.49258E-02	3
50	-9.8000	-0.45755E-02	3
51	-10.000	-0.42375E-02	3
52	-10.200	-0.39122E-02	3
53	-10.400	-0.35995E-02	3
54	-10.600	-0.32994E-02	3
55	-10.800	-0.30118E-02	3
56	-11.000	-0.27367E-02	3

57	-11.200	-0.24738E-02	3
58	-11.400	-0.22228E-02	3
59	-11.600	-0.19834E-02	3
60	-11.800	-0.17553E-02	3
61	-12.000	-0.15380E-02	3
62	-12.200	-0.13312E-02	3
63	-12.400	-0.11342E-02	3
64	-12.600	-0.94669E-03	3
65	-12.800	-0.76800E-03	3
66	-13.000	-0.59757E-03	3
67	-13.200	-0.43481E-03	3
68	-13.400	-0.27910E-03	3
69	-13.600	-0.21289E-03	2
70	-13.800	-0.19435E-03	2
71	-14.000	-0.17660E-03	2
72	-14.200	0.28580E-03	3
73	-14.400	0.41564E-03	3
74	-14.600	0.54210E-03	3
75	-14.800	0.66575E-03	3
76	-15.000	0.78708E-03	3
77	-15.200	0.90657E-03	3
78	-15.400	0.10247E-02	3
79	-15.600	0.11417E-02	3
80	-15.800	0.12581E-02	3
81	-16.000	0.13740E-02	3
82	-16.200	0.14897E-02	3
83	-16.400	0.16053E-02	3
84	-16.500	0.16631E-02	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.	0.2037E-09	209.6	235.4

	B	-0.2000	47.08	171.1	235.4
2	A	-0.2000	47.08	171.1	218.9
	B	-0.4000	90.87	136.2	218.9
3	A	-0.4000	90.87	136.2	203.0
	B	-0.6000	131.5	104.8	203.0
4	A	-0.6000	131.5	104.8	187.5
	B	-0.8000	169.0	76.64	187.5
5	A	-0.8000	169.0	76.64	172.4
	B	-1.000	203.4	51.62	172.4
6	A	-1.000	203.4	51.62	158.2
	B	-1.200	235.1	29.85	158.2
7	A	-1.200	235.1	29.85	145.3
	B	-1.400	264.1	11.22	145.3
8	A	-1.400	264.1	11.22	133.7
	B	-1.600	290.9	0.	133.7
9	A	-1.600	290.9	0.	122.6
	B	-1.800	315.4	0.	122.6
10	A	-1.800	315.4	0.	111.7
	B	-2.000	337.7	0.	111.7
11	A	-2.000	337.7	0.	101.1
	B	-2.200	358.0	0.	101.1
12	A	-2.200	358.0	0.	90.82
	B	-2.400	376.1	0.	90.82
13	A	-2.400	376.1	0.	80.78
	B	-2.600	392.3	0.	80.78
14	A	-2.600	392.3	0.	71.00
	B	-2.800	406.5	0.	71.00
15	A	-2.800	406.5	0.	61.49
	B	-3.000	418.8	0.	61.49
16	A	-3.000	418.8	0.	52.23
	B	-3.200	429.2	0.	52.23
17	A	-3.200	429.2	0.	43.23
	B	-3.400	437.9	0.	43.23
18	A	-3.400	437.9	0.	53.96
	B	-3.600	444.8	0.	53.96
19	A	-3.600	444.8	0.	65.62
	B	-3.800	450.0	3.163	65.62
20	A	-3.800	450.0	3.163	77.32
	B	-4.000	453.5	18.63	77.32
21	A	-4.000	453.5	18.63	88.79
	B	-4.200	455.5	36.39	88.79
22	A	-4.200	455.5	36.39	100.0



	B	-4.400	456.0	56.39	100.0
23	A	-4.400	456.0	56.39	111.0
	B	-4.600	455.2	78.59	111.0
24	A	-4.600	455.2	78.59	121.8
	B	-4.800	453.1	102.9	121.8
25	A	-4.800	453.1	102.9	132.6
	B	-5.000	449.9	129.5	132.6
26	A	-5.000	449.9	129.5	143.1
	B	-5.200	445.7	158.1	143.1
27	A	-5.200	445.7	158.1	153.4
	B	-5.400	440.6	188.8	153.4
28	A	-5.400	440.6	188.8	163.5
	B	-5.600	434.7	221.5	163.5
29	A	-5.600	434.7	221.5	173.4
	B	-5.800	427.9	256.2	173.4
30	A	-5.800	427.9	256.2	183.3
	B	-6.000	420.4	292.8	183.3
31	A	-6.000	420.4	292.8	192.9
	B	-6.200	412.2	331.4	192.9
32	A	-6.200	412.2	331.4	202.3
	B	-6.400	403.4	371.9	202.3
33	A	-6.400	403.4	371.9	211.5
	B	-6.600	394.0	414.2	211.5
34	A	-6.600	394.0	414.2	220.5
	B	-6.800	384.0	458.3	220.5
35	A	-6.800	384.0	458.3	229.5
	B	-7.000	373.4	504.2	229.5
36	A	-7.000	373.4	504.2	238.2
	B	-7.200	362.3	551.8	238.2
37	A	-7.200	362.3	551.8	246.8
	B	-7.400	350.6	601.2	246.8
38	A	-7.400	350.6	601.2	255.1
	B	-7.600	338.5	652.2	255.1
39	A	-7.600	338.5	652.2	263.3
	B	-7.800	325.9	704.9	263.3
40	A	-7.800	325.9	704.9	271.4
	B	-8.000	312.7	759.1	271.4
41	A	-8.000	312.7	759.1	279.2
	B	-8.200	299.1	815.0	279.2
42	A	-8.200	299.1	815.0	286.8
	B	-8.400	285.0	872.3	286.8
43	A	-8.400	285.0	872.3	294.3

	B	-8.600	270.5	931.2	294.3
44	A	-8.600	270.5	931.2	301.6
	B	-8.800	255.4	991.5	301.6
45	A	-8.800	255.4	991.5	308.8
	B	-9.000	239.9	1053.	308.8
46	A	-9.000	239.9	1053.	258.3
	B	-9.200	224.6	1105.	258.3
47	A	-9.200	224.6	1105.	207.5
	B	-9.400	209.6	1146.	207.5
48	A	-9.400	209.6	1146.	159.6
	B	-9.600	195.0	1178.	159.6
49	A	-9.600	195.0	1178.	114.7
	B	-9.800	180.8	1201.	114.7
50	A	-9.800	180.8	1201.	72.53
	B	-10.00	167.1	1216.	72.53
51	A	-10.00	167.1	1216.	66.02
	B	-10.20	153.9	1222.	66.02
52	A	-10.20	153.9	1222.	63.30
	B	-10.40	141.3	1222.	63.30
53	A	-10.40	141.3	1222.	60.46
	B	-10.60	129.2	1214.	60.46
54	A	-10.60	129.2	1214.	70.01
	B	-10.80	117.7	1200.	70.01
55	A	-10.80	117.7	1200.	99.67
	B	-11.00	106.8	1180.	99.67
56	A	-11.00	106.8	1180.	127.2
	B	-11.20	96.47	1155.	127.2
57	A	-11.20	96.47	1155.	152.6
	B	-11.40	86.79	1124.	152.6
58	A	-11.40	86.79	1124.	175.9
	B	-11.60	77.72	1089.	175.9
59	A	-11.60	77.72	1089.	197.4
	B	-11.80	69.26	1049.	197.4
60	A	-11.80	69.26	1049.	217.1
	B	-12.00	61.39	1006.	217.1
61	A	-12.00	61.39	1006.	235.1
	B	-12.20	54.12	959.0	235.1
62	A	-12.20	54.12	959.0	251.4
	B	-12.40	47.41	908.8	251.4
63	A	-12.40	47.41	908.8	266.2
	B	-12.60	41.26	855.5	266.2
64	A	-12.60	41.26	855.5	279.5

	B	-12.80	35.65	799.6	279.5
65	A	-12.80	35.65	799.6	291.2
	B	-13.00	30.56	741.4	291.2
66	A	-13.00	30.56	741.4	299.4
	B	-13.20	25.96	681.5	299.4
67	A	-13.20	25.96	681.5	304.2
	B	-13.40	21.84	620.7	304.2
68	A	-13.40	21.84	620.7	305.7
	B	-13.60	18.18	559.6	305.7
69	A	-13.60	18.18	559.6	303.6
	B	-13.80	14.94	498.8	303.6
70	A	-13.80	14.94	498.8	298.2
	B	-14.00	12.10	439.2	298.2
71	A	-14.00	12.10	439.2	290.0
	B	-14.20	9.646	381.2	290.0
72	A	-14.20	9.646	381.2	278.9
	B	-14.40	7.541	325.4	278.9
73	A	-14.40	7.541	325.4	265.0
	B	-14.60	5.762	272.4	265.0
74	A	-14.60	5.762	272.4	248.5
	B	-14.80	4.283	222.7	248.5
75	A	-14.80	4.283	222.7	229.6
	B	-15.00	3.077	176.8	229.6
76	A	-15.00	3.077	176.8	208.2
	B	-15.20	2.116	135.2	208.2
77	A	-15.20	2.116	135.2	184.3
	B	-15.40	1.375	98.30	184.3
78	A	-15.40	1.375	98.30	158.1
	B	-15.60	0.8257	66.68	158.1
79	A	-15.60	0.8257	66.68	129.4
	B	-15.80	0.4412	40.79	129.4
80	A	-15.80	0.4412	40.79	98.70
	B	-16.00	0.1944	21.05	98.70
81	A	-16.00	0.1944	21.05	66.91
	B	-16.20	0.5817E-01	7.669	66.91
82	A	-16.20	0.5817E-01	7.669	34.04
	B	-16.40	0.5331E-02	0.8607	34.04
83	A	-16.40	0.5331E-02	0.8607	8.607
	B	-16.50	0.9095E-12	0.4366E-10	8.607

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

TIRANTE	T1	1 PARETE RightWall	QUOTA	0.0000
		FASE 1 FORZA	266.00	kN/m
		FASE 2 FORZA	289.75	kN/m
		FASE 3 FORZA	365.73	kN/m

INVILUPPO RISULTATI NEGLI ELEMENTI TERRENO

\* PARETE RightWall GRUPPO DRight\*

\*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	5.101	0.5505	0.	0.
3	-0.4000	9.464	0.7320	0.	0.
4	-0.6000	14.20	1.362	0.	0.
5	-0.8000	18.93	2.466	0.	0.
6	-1.000	23.66	2.254	0.	0.
7	-1.200	28.39	2.196	0.	0.
8	-1.400	33.12	2.562	0.	0.
9	-1.600	37.86	2.928	0.	0.
10	-1.800	42.59	3.294	0.	0.
11	-2.000	47.32	3.759	0.	0.
12	-2.200	52.05	5.119	0.	0.
13	-2.400	56.78	6.473	0.	0.
14	-2.600	61.52	7.820	0.	0.
15	-2.800	66.25	9.160	0.	0.
16	-3.000	70.98	10.49	0.	0.
17	-3.200	73.35	11.29	2.000	0.
18	-3.400	75.71	12.09	4.000	0.
19	-3.600	78.08	12.87	6.000	0.
20	-3.800	80.44	13.64	8.000	0.
21	-4.000	82.81	13.94	10.00	0.
22	-4.200	85.18	13.78	12.00	0.
23	-4.400	87.54	13.65	14.00	0.
24	-4.600	89.91	13.56	16.00	0.

25	-4.800	92.27	13.51	18.00	0.
26	-5.000	94.64	13.50	20.00	0.
27	-5.200	96.42	13.52	22.00	0.
28	-5.400	96.12	13.58	24.00	0.
29	-5.600	95.82	13.68	26.00	0.
30	-5.800	95.52	13.81	28.00	0.
31	-6.000	95.22	13.98	30.00	0.
32	-6.200	94.91	14.18	32.00	0.
33	-6.400	94.61	14.42	34.00	0.
34	-6.600	94.31	14.69	36.00	0.
35	-6.800	94.01	14.99	38.00	0.
36	-7.000	94.40	15.32	40.00	0.
37	-7.200	96.29	15.68	42.00	0.
38	-7.400	98.18	16.07	44.00	0.
39	-7.600	100.1	16.49	46.00	0.
40	-7.800	102.0	16.93	48.00	0.
41	-8.000	103.8	17.40	50.00	0.
42	-8.200	105.7	17.89	52.00	0.
43	-8.400	107.6	18.45	54.00	0.
44	-8.600	109.5	19.04	56.00	0.
45	-8.800	111.4	19.64	58.00	0.
46	-9.000	340.2	110.1	60.00	0.
47	-9.200	325.6	101.8	62.00	0.
48	-9.400	311.4	93.72	64.00	0.
49	-9.600	297.8	85.89	66.00	0.
50	-9.800	284.6	78.31	68.00	0.
51	-10.00	272.0	70.98	70.00	0.
52	-10.20	259.8	63.91	72.00	0.
53	-10.40	248.2	57.09	74.00	0.
54	-10.60	237.1	50.53	76.00	0.
55	-10.80	226.5	44.23	78.00	0.
56	-11.00	216.4	38.18	80.00	0.
57	-11.20	206.7	32.37	82.00	0.
58	-11.40	197.6	26.81	84.00	0.
59	-11.60	189.0	21.49	86.00	0.
60	-11.80	180.8	16.39	88.00	0.
61	-12.00	173.0	16.46	90.00	0.
62	-12.20	165.7	17.06	92.00	0.
63	-12.40	158.8	17.67	94.00	0.
64	-12.60	152.2	18.28	96.00	0.
65	-12.80	146.1	18.89	98.00	0.
66	-13.00	140.2	19.51	100.0	0.

67	-13.20	134.7	20.13	102.0	0.
68	-13.40	129.2	20.75	104.0	0.
69	-13.60	126.5	22.25	106.0	0.
70	-13.80	126.6	26.93	108.0	0.
71	-14.00	126.8	31.46	110.0	0.
72	-14.20	127.0	35.84	112.0	0.
73	-14.40	127.3	40.11	114.0	0.
74	-14.60	127.6	44.27	116.0	0.
75	-14.80	127.9	48.35	118.0	0.
76	-15.00	128.7	52.36	120.0	0.
77	-15.20	129.4	56.31	122.0	0.
78	-15.40	130.2	60.21	124.0	0.
79	-15.60	131.0	64.08	126.0	0.
80	-15.80	131.8	67.32	128.0	0.
81	-16.00	132.6	67.90	130.0	0.
82	-16.20	133.5	68.48	132.0	0.
83	-16.40	134.3	69.06	134.0	0.
84	-16.50	134.7	69.35	135.0	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.	88.55	34.32	0.	0.
2	-0.2000	87.48	27.20	0.	0.
3	-0.4000	87.18	26.11	0.	0.
4	-0.6000	86.89	26.16	0.	0.
5	-0.8000	86.62	26.62	0.	0.
6	-1.000	86.36	29.90	0.	0.
7	-1.200	86.12	30.28	0.	0.
8	-1.400	85.91	30.82	0.	0.
9	-1.600	85.72	31.46	0.	0.
10	-1.800	85.56	32.18	0.	0.
11	-2.000	85.43	34.31	0.	0.
12	-2.200	86.71	35.01	0.	0.

13	-2.400	88.30	35.76	0.	0.
14	-2.600	89.99	36.54	0.	0.
15	-2.800	91.75	37.35	0.	0.
16	-3.000	95.96	39.11	0.	0.
17	-3.200	96.57	39.41	2.000	0.
18	-3.400	97.24	39.73	4.000	0.
19	-3.600	97.96	40.07	6.000	0.
20	-3.800	100.6	41.16	8.000	0.
21	-4.000	101.3	41.50	10.00	0.
22	-4.200	102.1	41.85	12.00	0.
23	-4.400	102.8	42.22	14.00	0.
24	-4.600	103.6	42.59	16.00	0.
25	-4.800	106.0	43.56	18.00	0.
26	-5.000	106.8	43.94	20.00	0.
27	-5.200	107.6	44.32	22.00	0.
28	-5.400	108.4	44.71	24.00	0.
29	-5.600	109.3	45.11	26.00	0.
30	-5.800	111.4	46.00	28.00	0.
31	-6.000	112.3	46.40	30.00	0.
32	-6.200	113.2	46.80	32.00	0.
33	-6.400	114.1	47.21	34.00	0.
34	-6.600	115.0	47.62	36.00	0.
35	-6.800	117.0	48.45	38.00	0.
36	-7.000	117.9	48.87	40.00	0.
37	-7.200	118.8	49.29	42.00	0.
38	-7.400	119.7	49.71	44.00	0.
39	-7.600	121.6	50.50	46.00	0.
40	-7.800	122.5	50.92	48.00	0.
41	-8.000	123.4	51.35	50.00	0.
42	-8.200	124.4	51.78	52.00	0.
43	-8.400	125.3	52.21	54.00	0.
44	-8.600	127.1	52.97	56.00	0.
45	-8.800	128.1	53.40	58.00	0.
46	-9.000	94.78	79.10	60.00	0.
47	-9.200	94.46	79.60	62.00	0.
48	-9.400	94.30	80.09	64.00	0.
49	-9.600	94.29	80.98	66.00	0.
50	-9.800	94.42	81.47	68.00	0.
51	-10.00	94.67	80.87	70.00	0.
52	-10.20	95.05	79.86	72.00	0.
53	-10.40	95.53	79.40	74.00	0.
54	-10.60	96.12	79.82	76.00	0.

55	-10.80	96.79	80.33	78.00	0.
56	-11.00	97.56	80.85	80.00	0.
57	-11.20	98.40	81.36	82.00	0.
58	-11.40	101.4	82.17	84.00	0.
59	-11.60	104.4	82.68	86.00	0.
60	-11.80	107.3	83.20	88.00	0.
61	-12.00	110.0	83.72	90.00	0.
62	-12.20	112.7	84.24	92.00	0.
63	-12.40	115.6	85.03	94.00	0.
64	-12.60	118.1	85.55	96.00	0.
65	-12.80	120.5	85.59	98.00	0.
66	-13.00	122.9	80.61	100.0	0.
67	-13.20	125.2	75.88	102.0	0.
68	-13.40	127.6	72.73	104.0	0.
69	-13.60	129.8	72.53	106.0	0.
70	-13.80	135.0	72.36	108.0	0.
71	-14.00	142.6	72.22	110.0	0.
72	-14.20	150.1	72.45	112.0	0.
73	-14.40	157.3	72.34	114.0	0.
74	-14.60	163.8	72.24	116.0	0.
75	-14.80	170.2	72.16	118.0	0.
76	-15.00	176.5	72.08	120.0	0.
77	-15.20	182.9	72.35	122.0	0.
78	-15.40	189.0	72.29	124.0	0.
79	-15.60	195.1	72.23	126.0	0.
80	-15.80	201.2	72.17	128.0	0.
81	-16.00	207.3	72.18	130.0	0.
82	-16.20	213.5	72.52	132.0	0.
83	-16.40	219.6	72.54	134.0	0.
84	-16.50	222.6	72.40	135.0	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



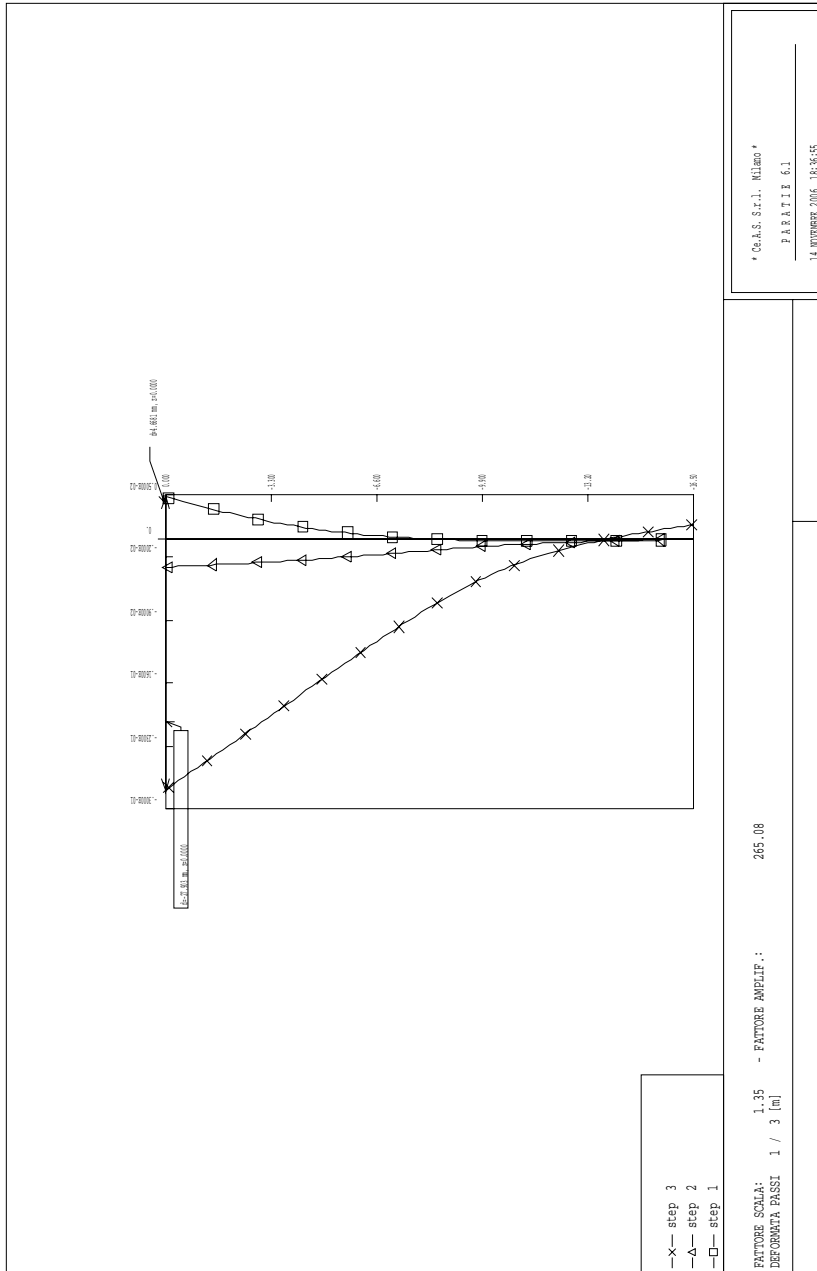
- SPINTA ATTIVA POSSIBILE = La minima spinta che puo' essere esercitata da questo gruppo di elementi terreno, in questa fase: unita' di misura kN/m
- SPINTA PASSIVA POSSIBILE = La massima spinta che puo' essere esercitata da questo gruppo di elementi terreno, in questa fase: unita' di misura kN/m
- RAPPORTO 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.

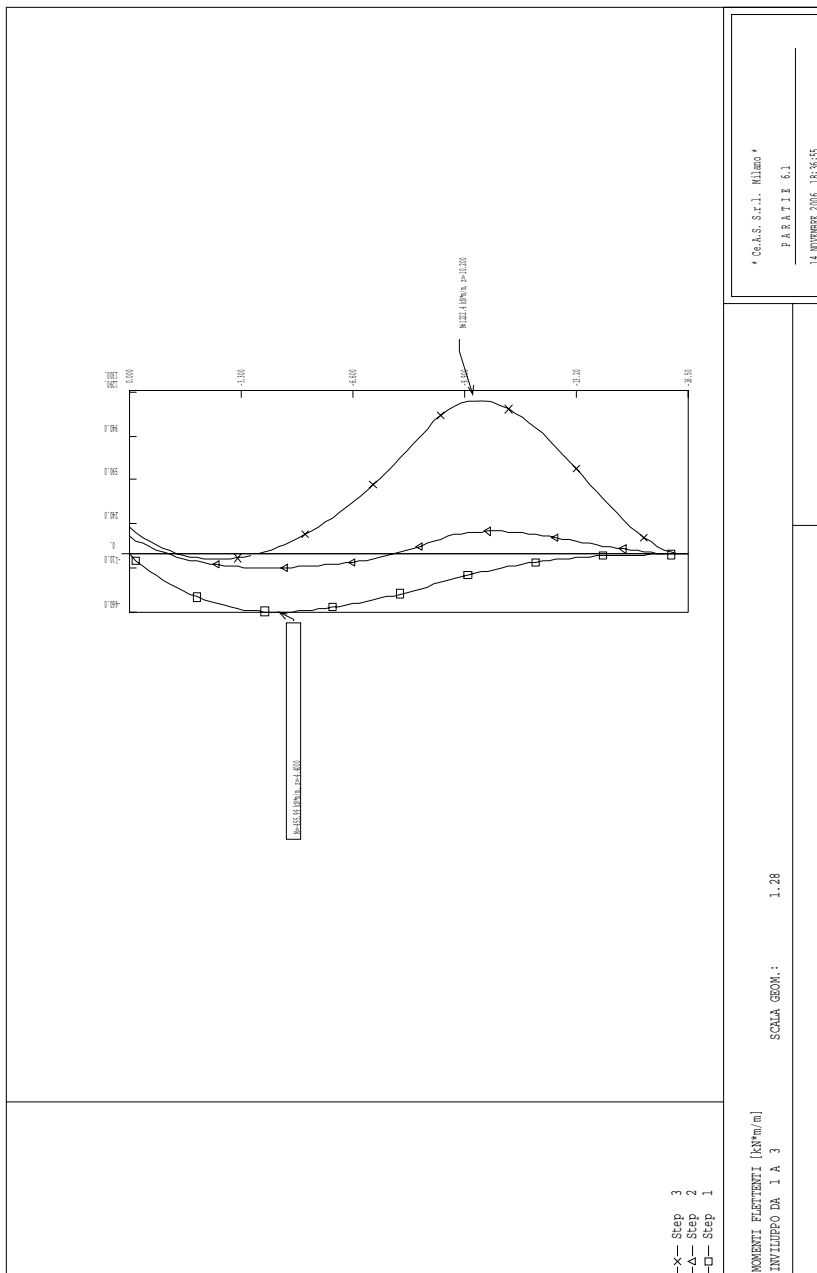
FASE	1	GRUPPO -->	DHRi	UHRi
		SPINTA EFFICACE VERA	1329.7	1570.8
		SPINTA ACQUA	911.25	911.25
		SPINTA TOTALE VERA	2240.9	2482.0
		SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)	602.09	1137.4
		SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)	4555.4	6925.1
		RAPPORTO PASSIVA/VERA	3.4259	4.4087
		SPINTA PASSIVA MOBILITATA	29.%	23.%
		RAPPORTO VERA/ATTIVA	2.2085	1.3810

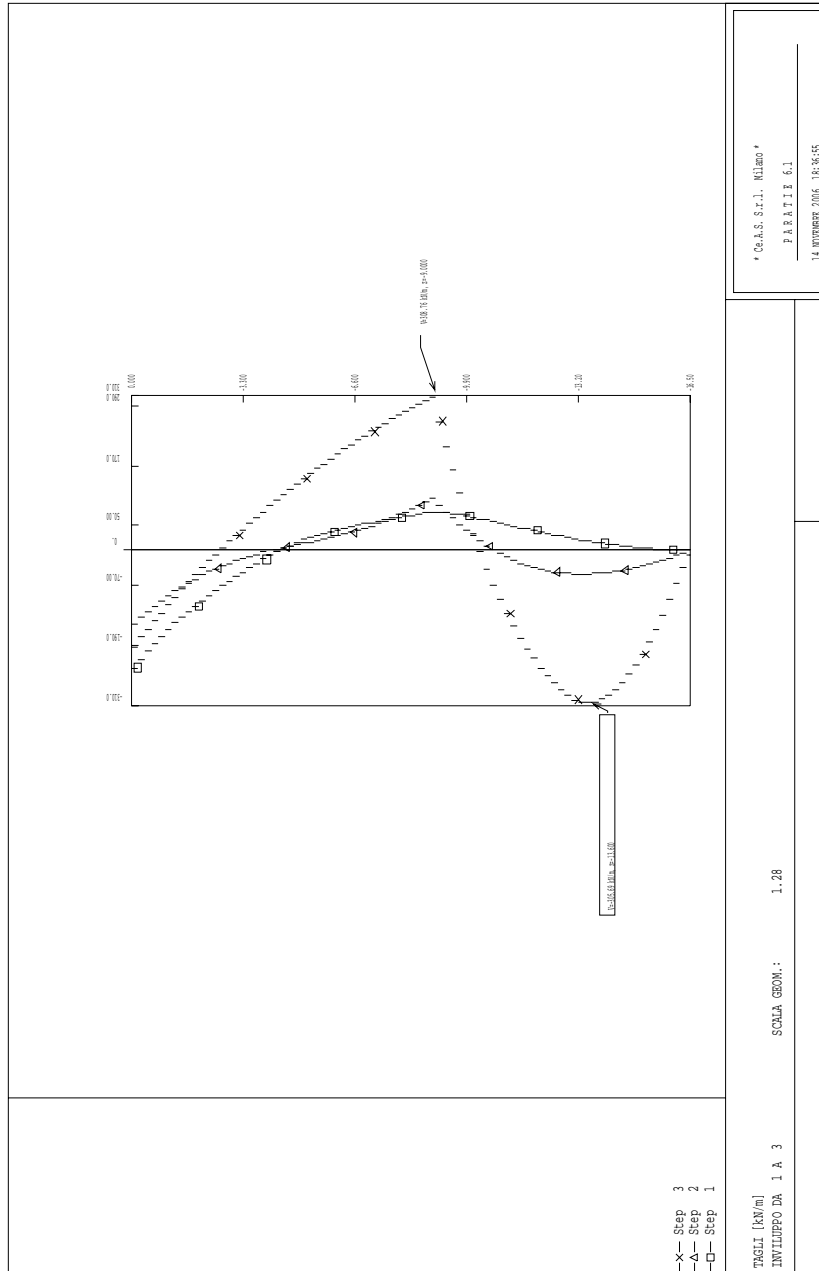
FASE	2	GRUPPO -->	DHRi	UHRi
		SPINTA EFFICACE VERA	1624.1	1779.4
		SPINTA ACQUA	911.25	911.25
		SPINTA TOTALE VERA	2535.3	2690.6
		SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)	602.09	1553.4
		SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)	4384.2	8167.5
		RAPPORTO PASSIVA/VERA	2.6995	4.5901
		SPINTA PASSIVA MOBILITATA	37.%	22.%
		RAPPORTO VERA/ATTIVA	2.6974	1.1455

FASE	3	GRUPPO -->	DHRi	UHRi
------	---	------------	------	------

SPINTA EFFICACE VERA	1820.2	1613.1
SPINTA ACQUA	911.25	911.25
SPINTA TOTALE VERA	2731.4	2524.4
SPINTA ATTIVA (POSSIBILE)	602.09	1343.4
SPINTA PASSIVA (POSSIBILE)	4236.5	7707.3
RAPPORTO PASSIVA/VERA	2.3276	4.7779
SPINTA PASSIVA MOBILITATA	43.%	21.%
RAPPORTO VERA/ATTIVA	3.0231	1.2007







\* C.E.A.S. S.r.l. - Milano \*  
PARAFIR 6.1  
14 OTTOBRE 2006 18:36:55

1.28

SCALA GEOM.: 1.28

1. A. 3

TAGLI [A3/m]  
INVIUOPO DA

