

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



**DIREZIONE TECNICA**

**U.O. INFRASTRUTTURE CENTRO**

**PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA**

**VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA**

**RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA – CHIETI**

**LOTTO 2 - TRATTA PESCARA PM SAN GIOVANNI TEATINO-CHIETI**

**GEOTECNICA**

Relazione di calcolo rilevati (IV03)

SCALA:

-

COMMESSA LOTTO FASE ENTE TIPO DOC. OPERA/DISCIPLINA PROGR. REV.

I A 4 S 0 2 D 2 9 C L G E 0 0 0 6 0 0 4 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	EMISSIONE ESECUTIVA	E. Lombardo	28/05/2019	L. Eboli	29/05/2019	T. Paoletti	30/05/2019	F. Arduini 31/05/2019

## INDICE

1. INTRODUZIONE.....	5
2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	7
2.1 DOCUMENTAZIONE DI PROGETTO E DI BASE.....	7
2.2 NORMATIVA E STANDARD DI RIFERIMENTO.....	7
2.3 SOFTWARE.....	8
3. CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE.....	9
3.1 CRITERI GENERALI DI VERIFICA.....	9
3.2 VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO STATICO PER OPERE IN MATERIALI SCIOLTI.....	10
3.2.1 <i>Stati limite ultimi (SLU)</i> .....	10
3.2.2 <i>Stati limite di esercizio (SLE)</i> .....	12
3.3 STABILITÀ DEL SITO NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE.....	13
3.4 VERIFICHE DI SICUREZZA IN CAMPO SISMICO PER OPERE IN MATERIALI SCIOLTI.....	14
3.4.1 <i>Stati limite di riferimento per le verifiche sismiche</i> .....	14
3.4.2 <i>Stati limite ultimi (SLU)</i> .....	16
3.4.3 <i>Stati limite di esercizio (SLE)</i> .....	16
4. AZIONE SISMICA DI PROGETTO E VALUTAZIONE NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE.....	17
4.1 DETERMINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA.....	17
4.2 COMPONENTI DELL'ACCELERAZIONE EQUIVALENTE.....	19
4.3 SINTESI DELLE VERIFICHE A LIQUEFAZIONE.....	20
5. CODICI DI CALCOLO E METODOLOGIE DI VERIFICA.....	22
5.1 CODICI DI CALCOLO UTILIZZATI.....	22
5.1.1 <i>Slope/W</i> .....	22
5.1.2 <i>Plaxis 2D</i> .....	22
5.2 METODOLOGIE DI VERIFICA ADOTTATE.....	23
5.2.1 <i>Verifiche di stabilità in assenza di materiali liquefacibili</i> .....	23

<b>RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI IV03</b>	COMMESSA IA4S	LOTTO 02 D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0006 003	REV. A	FOGLIO 3 di 104
5.2.2	<i>Verifiche di stabilità in presenza di materiali liquefacibili</i>					23
5.2.3	<i>Valutazione degli spostamenti</i>					24
6.	<b>CARATTERISTICHE DEL CORPO STRADALE</b>					26
6.1	DESCRIZIONE DEI RILEVATI STRADALI					26
6.2	MATERIALI COSTITUENTI IL RILEVATO					26
6.3	CARICHI DI PROGETTO					26
7.	<b>CARATTERISTICHE DEGLI INTERVENTI DI TRATTAMENTO</b>					28
7.1	COLONNE IN DEEP MIXING					28
7.1.1	<i>Descrizione della tecnica</i>					28
7.1.2	<i>Dimensionamento dell'intervento</i>					32
7.2	COLONNE DI GHIAIA					36
7.2.1	<i>Descrizione della tecnica</i>					36
7.2.2	<i>Dimensionamento dell'intervento</i>					38
8.	<b>SELEZIONE DELLE SEZIONI DI CALCOLO SIGNIFICATIVE</b>					40
9.	<b>SEZIONE DI CALCOLO N. 8 – IV03</b>					41
9.1	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO					41
9.1.1	<i>Dimensionamento delle colonne di ghiaia</i>					43
9.2	VERIFICHE SLU – STABILITÀ GLOBALE					44
9.2.1	<i>Verifiche SLU in condizioni statiche</i>					45
9.2.2	<i>Verifiche SLU in condizioni sismiche (co-sismica)</i>					46
9.2.3	<i>Verifiche SLU in condizioni di terreno liquefatto (post-sismica)</i>					47
10.	<b>SEZIONE DI CALCOLO N. 31 – IV03</b>					58
10.1	VERIFICHE SLE – VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI					58
10.1.1	<i>Verifiche SLE – Valutazione dei cedimenti con trattamento</i>					58
11.	<b>INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO PER LE FONDAZIONI DI SCATOLARI E SPALLE</b>					63
11.1	PREMESSA					63
11.2	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO					63



**VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.  
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA  
- CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PESCARA PM SAN GIOVANNI  
TEATINO-CHIETI  
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA**

**RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI IV03**

COMMESSA IA4S	LOTTO 02 D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0006 003	REV. A	FOGLIO 4 di 104
------------------	-----------------	----------------	-------------------------	-----------	--------------------

11.3	INTERVENTO PER LE FONDAZIONI DEGLI SCATOLARI – DIMENSIONAMENTO COLONNE GHIAIA .....	63
11.4	INTERVENTO PER LE FONDAZIONI DEL VIADOTTO – DIMENSIONAMENTO DEEP MIXING.....	63
12.	CONSIDERAZIONI FINALI SUI RILEVATI DI IV03 .....	66
	ALLEGATO A - RISULTATI ANALISI PLAXIS SEZ. 31 CON INTERVENTI.....	68

## 1. INTRODUZIONE

Il presente documento riporta le verifiche, ai sensi della Normativa vigente (Doc. Rif.[7] e [8]), relative alle sezioni caratteristiche dei rilevati di approccio all'opera IV03 – Cavalcaferrovia di via Carboni previsto alla progressiva 9+535 del tracciato ferroviario nell'ambito del progetto di raddoppio ferroviario della tratta Pescara Porta Nuova - Chieti (Lotto 2).

Il cavalcaferrovia di via Carboni ha una lunghezza complessiva di circa 365 m con due attraversamenti rispettivamente della linea ferroviaria e della viabilità stradale. L'opera si sviluppa in parte in rilevato, in parte su scatolari mentre i due attraversamenti sono realizzati con elementi tipo spalle-muri su pali. Oggetto della presente relazione sono i rilevati di approccio ai tratti su scatolari e le considerazioni relative ad eventuali interventi di consolidamento per le fondazioni degli scatolari stessi o delle fondazioni delle spalle.

Per quanto concerne i rilevati ferroviari si rimanda ai documenti dedicati.

Il documento è così articolato:

Nel Cap. 2 si riportano i documenti di riferimento e la normativa citati nel testo.

Nel Cap. 3 si descrivono i criteri generali di progettazione in accordo alla Normativa vigente (Doc. Rif.[5] e [6]).

Nel Cap. 4 si definisce l'azione sismica di progetto e la valutazione del sito nei confronti della liquefazione.

Nel Cap. 5 si descrivono i codici di calcolo ed i criteri di verifica adottati.

Nel Cap. 6 si riporta la descrizione del corpo stradale in esame da un punto di vista geometrico, le caratteristiche geotecniche dei materiali costituenti il rilevato e i sovraccarichi presenti.

Nel Cap. 7 si riporta la descrizione tipologica degli interventi di trattamento proposti per il progetto.

Nel Cap. 8 si definisce la sezione caratteristica nell'ambito della tratta in esame.

Nei Cap. 9 si riportano, per la sezione caratteristica selezionata, i dati geotecnici di calcolo, le descrizioni delle verifiche condotte e i risultati ottenuti.



VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.  
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA  
- CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PESCARA PM SAN GIOVANNI  
TEATINO-CHIETI  
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA

RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI IV03

COMMESSA IA4S	LOTTO 02 D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0006 003	REV. A	FOGLIO 6 di 104
------------------	-----------------	----------------	-------------------------	-----------	--------------------

Nel Cap. 11 sono invece riportate le considerazioni finali sulle valutazioni presentate e gli interventi proposti e quelli definitivi nel presente PD in relazione al contesto specifico, geotecnico, delle opere, delle fasi costruttive previste dal progetto di cantierizzazione.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.          RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA          - CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PESCARA PM SAN GIOVANNI          TEATINO-CHIETI          PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI IV03</b>	COMMESSA IA4S	LOTTO 02 D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0006 003	REV. A

## 2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 2.1 Documentazione di progetto e di base

Si riporta di seguito l'elenco dei documenti utilizzati per la stesura della presente relazione:

- [1] PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA – Relazione geotecnica generale (Doc. rif. - IA4S02D29GEGE0006001B)
- [2] PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA – Plano-profilo geotecnico - Tav. 1 - (Doc. rif. - IA4S02D29F6GE0006001A)
- [3] PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA - Plano-profilo geotecnico - Tav. 2 - (Doc. rif. - IA4S02D29F6GE0006002A)
- [4] PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA - Plano-profilo geotecnico - Tav. 3 - (Doc. rif.- IA4S02D29F6GE0006003A)
- [5] PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA - Plano-profilo geotecnico - Tav. 4 - (Doc. rif. - IA4S02D29F6GE0006004A)
- [6] PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA - Plano-profilo geotecnico - Tav. 5 - (Doc. rif. - IA4S02D29F6GE0006005A)

### 2.2 Normativa e standard di riferimento

Si riporta di seguito l'elenco delle normative a cui si è fatto riferimento per la stesura della presente relazione:

- [7] Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018: “Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 20.2.2018, Supplemento Ordinario n.30.
- [8] Circolare del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 21 gennaio 2019, n. 7 del Consiglio superiore dei Lavori Pubblici recante “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”
- [9] RFI DTC SI MA IFS 001 C del 21.12.2018- “MANUALE DI PROGETTAZIONE DELLE OPERE CIVILI”.

- [10] RFI DTC INC CS LG IFS 001 A del 21.12.2011 – “Linee guida per il collaudo statico delle opere in terra”.
- [11] RFI DTC SI SP IFS 001 C del 21.12.2018- Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili – Parte II – Sezione 5 – “Opere in terra e scavi”– RFI.
- [12] 2008/217/CE - “Specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario transeuropeo ad alta velocità (20/12/2007)”.
- [13] 2011/275/CE - “Specifiche tecniche di interoperabilità per il sottosistema «infrastruttura» del sistema ferroviario transeuropeo convenzionale (26/04/2011)”.
- [14] UNI EN 1997-1 : Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali
- [15] UNI EN 1998-5 : Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

### 2.3 Software

- [1] SLOpeW – GeoSLOpe ([www.geo-slope.com](http://www.geo-slope.com))
- [2] PLAXIS B.V.. “Plaxis – Finite Element Code for Soil and Rock Analyses”. Plaxis 2D – AE.02. A.A. Balkema, Rotterdam, Netherland. ([http:// w.plaxis.nl](http://w.plaxis.nl))



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.          RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA          - CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PESCARA PM SAN GIOVANNI          TEATINO-CHIETI          PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI IV03</b>	COMMESSA IA4S	LOTTO 02 D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0006 003	REV. A

### 3. CRITERI DI VERIFICA AGLI STATI LIMITE

#### 3.1 Criteri generali di verifica

Per le opere in esame devono essere svolte le seguenti verifiche di sicurezza e delle prestazioni attese (par. 6.2.3. del Doc. Rif. [7]):

- Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU);
- Verifiche agli Stati Limite d'Esercizio (SLE).

Per ogni **Stato Limite Ultimo (SLU)** deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 del Doc. Rif. [7]})$$

dove:

$E_d$  = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione;

$R_d$  = valore di progetto della resistenza.

La verifica della condizione  $E_d \leq R_d$  deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni ( $A1$  e  $A2$ ), per i parametri geotecnici ( $M1$  e  $M2$ ) e per le resistenze ( $R1$ ,  $R2$  e  $R3$ ). I coefficienti da adottarsi nelle diverse combinazioni sono definiti in funzione del tipo di verifica da effettuare (si vedano i paragrafi seguenti). Si sottolinea che per quanto concerne le azioni di progetto  $E_d$  tali forze possono essere determinate applicando i coefficienti parziali di cui sopra alle azioni caratteristiche, oppure, a posteriori, sulle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche (Par. 6.2.3.1 del Doc. Rif.[7]).

Per ogni **Stato Limite d'Esercizio (SLE)** deve essere rispettata la condizione

$$E_d \leq C_d \quad (\text{Eq. 6.2.7 del Doc. Rif. [7]})$$

dove:

$E_d$  = valore di progetto dell'effetto dell'azione;

$C_d$  = valore limite prescritto dell'effetto delle azioni (definito Progettista Strutturale).

La verifica della condizione  $E_d \leq C_d$  deve essere effettuata impiegando i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dei materiali.

### 3.2 Verifiche di sicurezza in campo statico per opere in materiali sciolti

In base a quanto indicato dalle NTC 2018 le verifiche di sicurezza che devono essere condotte per opere costituite da materiali sciolti sono le seguenti.

#### 3.2.1 Stati limite ultimi (SLU)

Le verifiche di stabilità in campo statico di opere in materiali sciolti, quali rilevati, devono essere eseguite secondo il seguente approccio (Par. 6.8.2 del Doc. Rif.[7]):

**Approccio 1:**

- Combinazione 2 :  $A2 + M2 + R2$

tenendo conto dei coefficienti parziali sotto definiti.

La verifica di stabilità globale si ritiene soddisfatta se:

$$\frac{R_d}{E_d} \geq 1 \Rightarrow \frac{\frac{1}{\gamma_R} \cdot R}{E_d} \geq 1 \Rightarrow \frac{R}{E_d} \geq \gamma_R$$

essendo R resistenza globale del sistema (Par. C.6.8.6.2 del Doc. Rif.[8]), calcolata sulla base delle azioni di progetto, dei parametri di progetto e della geometria di progetto

$$(R = R \left[ \gamma_F \cdot F_k \cdot \frac{X_k}{\gamma_m} ; a_d \right]).$$

La stabilità globale dell'insieme manufatto-terreno di fondazione deve essere studiata nelle condizioni corrispondenti alle diverse fasi costruttive ed al termine della costruzione.

Facendo riferimento a quanto previsto al p.to 3.5.2.3.8 del Doc Rif. [9], per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tabella 1 (Tab. 5.1.V del Doc Rif. [7]) e i coefficienti di combinazione  $\psi$  in Tab. 5.1.VI.

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1	A2
Azioni permanenti g <sub>1</sub> e g <sub>3</sub>	favorevoli	$\gamma_{G1}$ e $\gamma_{G3}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali <sup>(2)</sup> g <sub>2</sub>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,35	1,35	1,15
Azioni variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Distorsioni e presollecitazioni di progetto	favorevoli	$\gamma_{e1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,00 <sup>(3)</sup>	1,00 <sup>(4)</sup>	1,00
Ritiro e viscosità, Cedimenti vincolari	favorevoli	$\gamma_{e2}, \gamma_{e3}, \gamma_{e4}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,20	1,20	1,00

<sup>(1)</sup> Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori della colonna A2.

<sup>(2)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali, o di una parte di essi (ad esempio carichi permanenti portati), sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

<sup>(3)</sup> 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

<sup>(4)</sup> 1,20 per effetti locali

Tabella 1: Coefficienti parziali sulle azioni (Tab. 5.1.V del Doc. Rif.[7])

In Tabella 1 (Tab. 5.1.V del Doc. Rif. [7]) il significato dei simboli è il seguente:

- $\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura, del terreno e dell'acqua, quando pertinente;
- $\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- $\gamma_Q$  coefficiente parziale delle azioni variabili da traffico;
- $\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili.

Tabella 2: Coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni (Tab. 5.1.VI del Doc. Rif.[7])

Azioni	Gruppo di azioni (Tab. 5.1.IV)	Coefficiente $\psi_0$ di combi- nazione	Coefficiente $\psi_1$ (valori frequentissimi)	Coefficiente $\psi_2$ (valori quasi permanenti)
Azioni da traffico (Tab. 5.1.IV)	Schema 1 (carichi tandem)	0,75	0,75	0,0
	Schemi 1, 5 e 6 (carichi distribuiti)	0,40	0,40	0,0
	Schemi 3 e 4 (carichi concentrati)	0,40	0,40	0,0
	Schema 2	0,0	0,75	0,0
	2	0,0	0,0	0,0
	3	0,0	0,0	0,0
	4 (folla)	–	0,75	0,0
	5	0,0	0,0	0,0
Vento	a ponte scarico SLU e SLE	0,6	0,2	0,0
	in esecuzione	0,8	0,0	0,0
	a ponte carico SLU e SLE	0,6	0,0	0,0
Neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
	in esecuzione	0,8	0,6	0,5
Temperatura	SLU e SLE	0,6	0,6	0,5

Tabella 3: Coefficienti parziali sui terreni (M1 ed M2) - (Tab. 6.2.II, del Doc. Rif.[7])

PARAMETRO	Coefficiente parziale	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Coesione efficace	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Resistenza non drenata	$\gamma_{Cu}$	1.0	1.4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_{\gamma}$	1.0	1.0

Tabella 4: Coefficienti parziali per le verifiche di stabilità globale (R2) - (Tab. 6.8.I, Doc. Rif. [7])

Coefficiente parziale	(R2)
$\gamma_R$	1.1

### 3.2.2 Stati limite di esercizio (SLE)

Deve essere verificato, mediante analisi effettuate impiegando i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dei materiali (Par. 6.5.3.2 del Doc. Rif. [7]), che gli spostamenti dell'opera in esame e del terreno circostante siano compatibili con la funzionalità della struttura e con la sicurezza e la funzionalità di manufatti adiacenti.

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA - CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PESCARA PM SAN GIOVANNI TEATINO-CHIETI PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI IV03</b>	COMMESSA IA4S	LOTTO 02 D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0006 003	REV. A

Nello specifico, come riportato nei Doc. Rif. [9][11], RFI stabilisce un valore soglia degli spostamenti residui attesi, corrispondenti ad uno Stato Limite di Esercizio (SSLE), pari a 5 cm. Tale valore deve essere opportunamente confrontato con i valori calcolati al di sotto del rilevato.

Deve essere tenuto presente che le verifiche agli Stati Limite di Esercizio possono risultare più restrittive di quelle agli Stati Limite Ultimi.

### 3.3 Stabilità del sito nei confronti della liquefazione

In base a quanto indicato nelle NTC 2018 il sito presso il quale è ubicata l'opera deve essere stabile nei confronti della liquefazione. Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulle condizioni di stabilità di pendii o manufatti, occorre procedere ad interventi di consolidamento del terreno e/o trasferire il carico a strati di terreno non suscettibili di liquefazione.

Le NTC2018 al paragrafo 7.11.3.4.2 stabiliscono che la verifica alla liquefazione può essere omessa quando si manifesti una delle seguenti circostanze:

- Accelerazioni massime attese al piano campagna in condizioni di campo libero (cfr.  $a_{max}$ ) minori di 0.1 g;
- Profondità media stagionale della falda superiore a 15 m dal piano campagna, per piano campagna sub-orizzontale e strutture con fondazioni superficiali;
- Depositi costituiti da sabbie pulite con resistenza penetrometrica normalizzata  $(N1)_{60} > 30$  oppure  $q_{c1N} > 180$  dove  $(N1)_{60}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche dinamiche SPT normalizzata ad una tensione efficace verticale di 100 kPa e  $q_{c1N}$  è il valore della resistenza determinata in prove penetrometriche statiche CPT, normalizzata ad una tensione verticale efficace di 100 kPa;
- Distribuzione granulometrica esterna alle zone comprese tra le curve tipiche per materiali con coefficiente di uniformità  $U_c < 3.5$  e coefficiente di uniformità  $U_c > 3.5$ .

In caso contrario risulta necessario valutare il rischio di liquefazione e i potenziali effetti in superficie mediante procedimento descritto nel Doc. Rif. [1] basato sui risultati di prove CPT e SPT.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.          RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA          - CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PESCARA PM SAN GIOVANNI          TEATINO-CHIETI          PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI IV03</b>	COMMESSA IA4S	LOTTO 02 D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0006 003	REV. A

### 3.4 Verifiche di sicurezza in campo sismico per opere in materiali sciolti

#### 3.4.1 Stati limite di riferimento per le verifiche sismiche

Le NTC 2018 (Doc. Rif. [7]) stabiliscono differenti Stati Limite (sia d'Esercizio che Ultimi) in funzione, in primo luogo, dell'importanza dell'opera mediante l'identificazione della Classe d'Uso e poi in funzione del danno conseguente ad un certo Stato Limite. In particolare si definiscono i seguenti Stati Limite di Esercizio e Ultimi, come riportato al par. 3.2.1 del Doc. Rif. [7]:

- **Stati Limite di Esercizio (SLE):**

- Stato Limite di immediata Operatività **SLO** per le strutture ed apparecchiature che debbono restare operative a seguito dell'evento sismico. Tale stato limite non si applica per l'opera in oggetto.
- Stato Limite di Danno **SLD** definito come lo stato limite da rispettare per garantire la sostanziale integrità dell'opera ed il suo immediato utilizzo.

- **Stati Limite Ultimi (SLU):**

1. Stato Limite di Salvaguardia della Vita umana, **SLV**, definito come lo stato limite in cui la struttura subisce una significativa perdita della rigidità nei confronti dei carichi orizzontali ma non nei confronti dei carichi verticali. Permane un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.
2. Stato Limite di Prevenzione del Collasso, **SLC**, stato limite nel quale la struttura subisce gravi danni strutturali, mantenendo comunque un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza a collasso per carichi orizzontali.

La

Tabella 5 riporta, in funzione della classe d'uso della struttura, lo stato limite da considerare in funzione della verifica di sicurezza appropriata per l'opera (Tabella C7.3.I del Doc. Rif.[8]).

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA - CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PESCARA PM SAN GIOVANNI TEATINO-CHIETI</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI IV03</b>	COMMESSA IA4S	LOTTO 02 D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0006 003	REV. A

Tabella 5: Verifiche di sicurezza in funzione della Classe d'uso (Tab. C7.3.I, Doc. Rif.[8])

Stato Limite	Prestazione da verificare	Classe d'uso		
		I	II	III IV
SLO	Limitazione del danno degli elementi non strutturali o delle pareti delle costruzioni in muratura			X
	Funzionamento degli impianti			X
SLD	Controllo del danno degli elementi strutturali			X
	Controllo del danno degli elementi non strutturali o delle pareti delle costruzioni in muratura	X	X	
SLV	Livello di danno degli elementi strutturali coerente con il fattore di comportamento adottato, assenza di rotture fragili e meccanismi locali/globali instabili	X	X	X
	Assenza di crolli degli elementi non strutturali pericolosi per l'incolumità, pur in presenza di danni diffusi		X	X
	Capacità ultima degli impianti e dei collegamenti		X	X
SLC	Margine di sicurezza sufficiente per azioni verticali ed esiguo per azioni orizzontali		X	X
	Capacità di spostamento dei dispositivi nelle costruzioni con isolamento sismico		X	X

Con riferimento all'opera in oggetto, e considerando quanto riportato al punto C7.1 del Doc. Rif.[8], le verifiche geotecniche in presenza di un evento sismico richiedono la verifica ai seguenti stati limite:

- Stato Limite Ultimo: **SLV** – Stato Limite di Salvaguardia della Vita (cui corrisponde una probabilità di superamento  $P_{vr} = 10\%$  nel periodo  $V_r$ );
- Stato Limite Esercizio: **SLD** – Stato Limite di Danno (cui corrisponde una probabilità di superamento  $P_{vr} = 63\%$  nel periodo  $V_r$ ).

Le suddette probabilità, valutate nel periodo di riferimento  $V_r$  per l'azione sismica, consentono di determinare, per ciascuno stato limite, il tempo di ritorno del terremoto di progetto corrispondente.

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA - CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PESCARA PM SAN GIOVANNI TEATINO-CHIETI PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</p>					
<p>RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI IV03</p>	<p>COMMESSA IA4S</p>	<p>LOTTO 02 D29</p>	<p>CODIFICA CL</p>	<p>DOCUMENTO GE0006 003</p>	<p>REV. A</p>	<p>FOGLIO 16 di 104</p>

### 3.4.2 Stati limite ultimi (SLU)

Per tutte le verifiche l'azione sismica di progetto deve essere valutata sulla base degli Stati Limite relativi all'opera da verificare (vedasi Doc. Rif. [7]). Per l'opera in oggetto, le verifiche agli Stati Limite Ultimi verranno condotte con riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

Le verifiche di sicurezza agli SLU in campo sismico devono contemplare almeno le medesime verifiche definite in campo statico. In particolare la stabilità globale in condizioni sismiche di opere in materiali sciolti, quali rilevati, deve essere svolta ponendo pari all'unità i coefficienti parziali sulle azioni e sui parametri geotecnici e impiegando le resistenze di progetto calcolate con un coefficiente parziale pari a  $\gamma_R = 1.2$ . (vedasi Par.7.11.4 del Doc. Rif. [7]). Le condizioni di stabilità del rilevato devono essere verificate affinché prima, durante e dopo il sisma la resistenza del sistema sia superiore alle azioni, ovvero gli spostamenti permanenti indotti dal sisma siano di entità tale da non pregiudicare le condizioni di sicurezza o di funzionalità delle strutture o infrastrutture medesime.

Come riportato al Par. 7.11.4 del Doc. Rif. [7] le verifiche possono essere condotte mediante metodi pseudo statici, metodi degli spostamenti e metodi di analisi dinamica.

### 3.4.3 Stati limite di esercizio (SLE)

Deve essere verificato, mediante analisi effettuate impiegando i valori caratteristici delle azioni e dei parametri geotecnici dei materiali, che gli spostamenti permanenti indotti dal sisma non alterino significativamente la resistenza della fondazione e devono essere compatibili con la funzionalità dell'opera.

L'azione sismica di progetto deve essere valutata sulla base degli Stati Limite relativi all'opera da verificare come definito nelle istruzioni per l'applicazione delle NTC2018. Per l'opera in oggetto, le verifiche agli Stati Limite di Esercizio verranno condotte con riferimento allo Stato Limite di Danno (SLD).



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.          RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA          - CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PESCARA PM SAN GIOVANNI          TEATINO-CHIETI          PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI IV03</b>	COMMESSA IA4S	LOTTO 02 D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0006 003	REV. A

#### 4. AZIONE SISMICA DI PROGETTO E VALUTAZIONE NEI CONFRONTI DELLA LIQUEFAZIONE

##### 4.1 Determinazione dell'azione sismica

La definizione dell'azione sismica di progetto per le opere di viabilità stradale è stata condotta secondo quanto disposto dalle Norme Tecniche in vigore assunte alla base della progettazione in oggetto (Doc. Rif. [7]).

La descrizione di dettaglio della determinazione dell'azione sismica di riferimento per le verifiche geotecniche è riportata nella Relazione Geotecnica (Doc. Rif. [1]). Nel seguito si riprende tale descrizione nei contenuti e determinazioni principali.

In particolare, l'azione sismica in base alla quale è stato imposto il rispetto dei diversi stati limite per le strutture in progetto, è stata definita a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione, a sua volta espressa in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero su suolo rigido, con superficie topografica orizzontale.

La definizione dell'azione sismica comprende la determinazione delle ordinate dello spettro di risposta elastica in accelerazione  $S_e(T)$  "ancorato" al valore di  $a_g$ , facendo riferimento a prefissate probabilità di eccedenza  $P_{VR}$ , nel periodo di riferimento  $V_R$  per la vita utile della struttura.

In particolare, nel caso in esame delle opere di viabilità stradale di PD, trattandosi di opere ritenute strategiche ai fini poter garantire l'intervento della Protezione Civile ed il soccorso in caso di evento sismico, ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto è stato assunto in sede progettuale (Doc. Rif. [1]):

$$V_N = 100 \text{ anni}$$

e appartenente alla Classe d'Uso IV, alla quale le NTC2018 fanno corrispondere un coefficiente d'uso:

$$C_U = 2.0.$$

Pertanto la vita di riferimento dell'opera  $V_R$  risulta pari a 200 anni.

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA - CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PESCARA PM SAN GIOVANNI TEATINO-CHIETI</b> <b>PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI IV03</b>	COMMESSA IA4S	LOTTO 02 D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0006 003	REV. A

Data la probabilità di superamento nel periodo di riferimento considerato, funzione dello Stato Limite di verifica, la forma spettrale è definita a partire dai valori dei seguenti parametri relativi ad un sito di riferimento rigido e orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima su sito rigido e superficie topografica orizzontale;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_{c^*}$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Si è quindi proceduto alla definizione del tempo di ritorno  $T_R$  di riferimento per l'azione sismica, nel caso in esame corrispondente a 1068 anni (per lo stato limite SLV con  $P_{vr}$  del 10%) sulla base della classificazione delle opere in progetto, e successivamente sono stati definiti gli stati limite di interesse per la verifica strutturale, i periodi di ritorno corrispondenti dell'azione sismica per suolo rigido in corrispondenza dei punti di interesse collocati lungo il tracciato.

La determinazione della categoria di suolo (e topografica) è stata eseguita attraverso l'interpretazione delle indagini geotecniche e geofisiche, sulla base delle informazioni disponibili, ai fini della microzonazione.

In particolare, come specificato nel Doc. Rif. [1], ai fini normativi e di progetto l'opera in oggetto ricade nella categoria stratigrafica C.

L'amplificazione dell'azione sismica viene determinata, secondo le NTC2018, attraverso l'impiego di un fattore di sito  $S$  funzione sia della categoria di sottosuolo ( $S_s$ ) sopra determinata, sia dell'andamento della superficie topografica ( $S_T$ ):

$$S = S_s \cdot S_T.$$

Per la **categoria di sottosuolo C**, il coefficiente  $S_s$  si ottiene dalla seguente espressione (vedi Tabella 3.2.IV del par. 3.2.3 delle NTC2018):

$$S_s = 1.0 \leq 1.70 - 0.6 \cdot F_0 \cdot a_g / g \leq 1.50$$

Per ciò che concerne l'amplificazione topografica, secondo quanto riportato nel Doc. Rif.[1], l'opera in oggetto ricade su un sito sostanzialmente pianeggiante e viene classificato in categoria topografica T1 (Superficie pianeggiante e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ , v. Tabella 3.2.III al par.3.2.2. delle NTC2018). Pertanto, il fattore di amplificazione topografica risulta pari a:

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.          RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA          - CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PESCARA PM SAN GIOVANNI          TEATINO-CHIETI          PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI IV03</b>	COMMESSA IA4S	LOTTO 02 D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0006 003	REV. A

$$S_T = 1$$

Il fattore di sito  $S$  e l'azione sismica di progetto  $a_{max} = S \cdot a_g$  ottenuti per i diversi periodi di ritorno in corrispondenza dello stato limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

Tabella 6-Parametri per la valutazione dell'azione sismica

SL	T <sub>R</sub> (anni)	Lotto 1		
		a <sub>g</sub> (g)	S (-)	a <sub>max</sub> (g)
SLV	1898	0.271	1.291	0.350

A partire dai valori sopra riportati risulta:

$$a_{max} [g] = S a_g [g] = 0.271 \times 1.291 \times 1.0 = 0.35$$

## 4.2 Componenti dell'accelerazione equivalente

Come definito in normativa, a meno di specifiche analisi dinamiche, è possibile svolgere le verifiche di sicurezza mediante analisi pseudo-statiche o analisi agli spostamenti.

### 4.2.1.1 Coefficienti sismici per la verifica di stabilità globale

Come descritto al Par. C7.11.4 del Doc. Rif. [8], la verifica di stabilità globale va condotta mediante il metodo di analisi definito al Par. 7.11.3.5 del Doc. Rif.[7], inerente alla stabilità dei pendii.

Sulla base di quanto definito al Par.7.11.3.5.2 del Doc. Rif.[7], in mancanza di studi specifici, i coefficienti sismici  $k_h$  (orizzontale) e  $k_v$  (verticale) sono definiti come:

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

$$k_v = \pm k_h / 2$$

essendo

$\beta_s$  = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

Come chiarito al Par. 7.11.4 del Doc. Rif. [7] il valore del coefficiente  $\beta_s$  da assumere è pari a 0.38 per verifiche allo SLV su fronti di scavo o rilevati, come nel caso in oggetto.

In accordo alle espressioni di cui sopra, si ottengono i seguenti coefficienti per la verifica di stabilità globale allo SLV (Tabella 7):

Tabella 7: Valori dei coefficienti sismici per le verifiche di stabilità globale

STATO LIMITE	T <sub>R</sub>	k <sub>h</sub>	k <sub>v</sub>
	[anni]	[g]	[g]
SLV	1068	0.133	±0.066

### 4.3 Sintesi delle verifiche a liquefazione

Al fine di definire se nella tratta oggetto della presente relazione vi siano zone potenzialmente instabili nei confronti della liquefazione, sono state condotte una serie di verifiche per la cui descrizione di dettaglio si rimanda alla Relazione Geotecnica (Doc. Rif.[1]).

Le verifiche sono state condotte in accordo al "metodo semplificato" originariamente proposto da Seed e Idriss (1971,1982) e da Seed et al. (1985), confrontando lo sforzo di taglio ciclico normalizzato rispetto alla pressione verticale in sito (CSR) e la resistenza normalizzata del terreno al taglio ciclico (CRR). Il rapporto di resistenza ciclica CRR è stato valutato mediante relazioni empiriche che correlano la sollecitazione sismica ai risultati delle prove penetrometriche statiche (CPT) e dinamiche (SPT) eseguite in sito lungo il tracciato.

Il fattore di sicurezza FL rispetto al fenomeno della liquefazione, in accordo a Youd et al. (2001), vale:

$$FL = (CRR_{7.5}/CSR) MSF k_{\sigma}$$

L'indice di Potenziale di Liquefazione (in letteratura LPI, Liquefaction Potential Index) in accordo a Iwasaki et al. (1982) viene determinato come segue:

$$LPI = \int_0^{20} F(z) \cdot W(z) dz$$

dove  $W(z)$  rappresenta un moltiplicatore (peso) linearmente decrescente con la profondità  $z$  (da 0 a 20 m) in grado di assegnare una maggiore importanza a ciò che avviene all'interno degli strati più superficiali

Oltre a queste verifiche, sono stati valutati anche i cedimenti da riconsolidazione post-terremoto, a seguito di generazione di sovrappressioni interstiziali durante la fase di scuotimento, sulla base di relazioni derivate da prove di laboratorio, in generale buona relazione con effetti osservati su scala reale (Idriss & Boulanger, 2008). In particolare, i cedimenti attesi sono stati determinati in accordo alla procedura proposta da Ishihara and Yoshimine (1992), la quale mette in relazione le deformazioni volumetriche post-sisma con i valori massimi di sforzo a taglio sviluppati durante i cicli di carico non drenato e la densità relativa iniziale del suolo.

In sintesi, gli spessori di materiale potenzialmente liquefacibile per la tratta in esame sono riportati nella seguente Tabella 8. Si osserva come gli strati caratterizzati da potenziale liquefazione sotto il terremoto di progetto in questa tratta sono piuttosto profondi rispetto al p.c. e di spessore relativamente elevato.

Tabella 8: Sintesi dei risultati delle verifiche a liquefazione ed individuazione dei tratti potenzialmente liquefacibili

Progressiva di riferimento (opera)	Indagini di riferimento	Quota media piano campagna	Spessore materiale potenzialmente liquefacibile	Elevazione		FL	LPI (*) Classe di pericolosità	Stima cedimento post-sisma atteso (*)
		[m slm]	[m]	da [m slm]	a [m slm]			
9+535 (IV03)	S15	+30.0	7	+17.0	+10.0	< 1	1.5 (Bassa)	30.5

Di tali valutazioni si è tenuto conto nel seguito per la selezione delle verifiche da eseguirsi e per la definizione di eventuali interventi di trattamento non solo nell'ambito delle parti di cavalcaferrovia in rilevato ma anche per le fondazioni delle parti in scatolare e del viadotto.

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA - CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PESCARA PM SAN GIOVANNI TEATINO-CHIETI PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</p>						
<p>RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI IV03</p>	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA IA4S</td> <td>LOTTO 02 D29</td> <td>CODIFICA CL</td> <td>DOCUMENTO GE0006 003</td> <td>REV. A</td> <td>FOGLIO 22 di 104</td> </tr> </table>	COMMESSA IA4S	LOTTO 02 D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0006 003	REV. A	FOGLIO 22 di 104
COMMESSA IA4S	LOTTO 02 D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0006 003	REV. A	FOGLIO 22 di 104		

## 5. CODICI DI CALCOLO E METODOLOGIE DI VERIFICA

### 5.1 Codici di calcolo utilizzati

#### 5.1.1 Slope/W

Slope/W è un codice di calcolo dedicato allo studio della stabilità dei pendii che permette di calcolare il fattore di sicurezza dei pendii in terreno e in roccia.

Il codice Slope/W utilizza il metodo dell'equilibrio limite e permette di prendere in considerazione superfici di scorrimento definite in diversi modi, condizioni stratigrafiche e idrostratigrafiche complesse mediante l'utilizzo di diversi modelli costitutivi per i materiali e condizioni di pressioni neutre variabili. Sono inoltre utilizzabili diversi metodi di analisi e possono essere applicate condizioni di carico di vario tipo.

La versione del software adottata per le verifiche condotte nel presente documento è SLOPE/W – GeoSLOPE ver. 7.17 - GEOSTUDIO 2007.

#### 5.1.2 Plaxis 2D

Plaxis 2D è un codice di calcolo agli elementi finiti (sviluppato dalla Delft University of Technology) bidimensionale in grado di tenere conto del comportamento del terreno seguendo la variazione dello stato tensionale e deformativo nei vari punti dell'ammasso considerato e negli eventuali elementi strutturali collegati con i quali interagisce.

E' utilizzabile per eseguire analisi di stabilità e di deformazione nell'ambito di molteplici applicazioni geotecniche. Il programma permette di simulare situazioni reali riconducibili a condizioni di deformazione piane (plane strain) o a condizioni assialsimmetriche (axisymmetric).

Plaxis consente di svolgere diversi tipi di calcolo agli elementi finiti distinguendo tra calcoli di tipo Plastico (plastic), Analisi di consolidazione (consolidation), Analisi di stabilità con il metodo della riduzione dei parametri di resistenza (phi-c reduction) e Analisi dinamiche (dynamic).

La versione del software adottata per le analisi condotte nel presente documento è Plaxis 2D AE.02.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.          RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA          - CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PESCARA PM SAN GIOVANNI          TEATINO-CHIETI          PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI IV03</b>	COMMESSA IA4S	LOTTO 02 D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0006 003	REV. A

## 5.2 Metodologie di verifica adottate

### 5.2.1 Verifiche di stabilità in assenza di materiali liquefacibili

L'esame delle condizioni di stabilità dei rilevati stradali è stato condotto utilizzando gli usuali metodi dell'equilibrio limite.

Il coefficiente di sicurezza a rottura lungo la superficie di scorrimento viene definito come rapporto tra la resistenza al taglio disponibile lungo la superficie e quella effettivamente mobilitata:

$$F_s = \frac{T_{\text{disp}}}{T_{\text{mob}}}$$

Il codice Slope/W è stato utilizzato nel presente documento per condurre le analisi di stabilità sia in campo statico che in campo sismico (adottando il metodo pseudo-statico) costituenti le verifiche SLU richieste dalla Normativa per le opere in terreni sciolti.

Per le analisi in condizioni sismiche è stata adottata cautelativamente, come già anticipato al punto 4, l'azione riferita alla sezione oggetto del presente e rappresentativa dell'opera di viabilità stradale IV01.

Nelle analisi sono state escluse, perché considerate non significative, le superfici di rottura superficiali che coinvolgono volumi di terreno ridotti. A tal proposito si sottolinea che, nei calcoli, a favore di sicurezza, non è stato preso in conto in alcun modo l'effetto che la finitura a verde delle scarpate darà necessariamente, in termini di coesione efficace, allo strato più superficiale delle scarpate, né il pacchetto di pavimentazione stradale che contribuisce anch'esso ad incrementare la resistenza allo scivolamento nella porzione di meccanismo che attraversa tali materiali.

### 5.2.2 Verifiche di stabilità in presenza di materiali liquefacibili

Anche le verifiche di stabilità per i tratti dove è stata individuata la presenza di materiale liquefacibile sono state condotte utilizzando gli usuali metodi dell'equilibrio limite mediante il codice Slope/W.

In particolare tali analisi sono finalizzate non solo alla valutazione della stabilità del rilevato in condizioni statiche di cui al punto precedente, ma anche a valutare l'eventuale impatto della

 <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	<p>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA - CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PESCARA PM SAN GIOVANNI TEATINO-CHIETI PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</p>						
<p><b>RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI IV03</b></p>	<table border="1"> <tr> <td>COMMESSA IA4S</td> <td>LOTTO 02 D29</td> <td>CODIFICA CL</td> <td>DOCUMENTO GE0006 003</td> <td>REV. A</td> <td>FOGLIO 24 di 104</td> </tr> </table>	COMMESSA IA4S	LOTTO 02 D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0006 003	REV. A	FOGLIO 24 di 104
COMMESSA IA4S	LOTTO 02 D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0006 003	REV. A	FOGLIO 24 di 104		

liquefazione in senso lato, compresa quindi la generazione di sovrappressioni interstiziali, sulla stabilità dei rilevati.

In particolare nelle analisi sono state considerate le seguenti situazioni rappresentative:

- Condizioni statiche;
- Condizioni co-sismiche, ipotizzando che nel terreno potenzialmente liquefacibile in concomitanza delle massime azioni sismiche di calcolo le sovrappressioni interstiziali siano pari al 50% della tensione verticale efficace applicata in condizioni statiche; le condizioni sismiche sono state simulate con un'analisi pseudo-statica adottando i seguenti coefficienti di accelerazione orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  definite al precedente punto 4.2.1.1;
- Condizioni post-sismiche, ipotizzando che nel terreno potenzialmente liquefacibile i terreni siano effettivamente liquefatti e sia disponibile la sola resistenza residua calcolata adoperando, a seconda delle prove disponibili (CPT e/o SPT), le relazioni tra  $q_{c1Ncs-Sr}$  e/o  $(N_1)_{60cs-Sr}$  e resistenza residua  $S_r$  proposte da Idriss e Boulanger (2008).

Le analisi sono state effettuate con il metodo semplificato dell'equilibrio limite implementato nel software Slope/W (GEOSLOPE). Per tali analisi è stato adottato il metodo di Morgenstern e Price utilizzando tutti i parametri di default del software.

### 5.2.3 Valutazione degli spostamenti

Il codice Plaxis 2D è stato utilizzato nel presente documento per condurre le analisi di spostamento in campo statico costituenti le verifiche SLE richieste dalla Normativa per le opere in terreni sciolti.

Il calcolo dei cedimenti attraverso il codice Plaxis 2D è stato condotto utilizzando un modello costitutivo di tipo elasto-plastico con criterio di rottura alla Mohr Coulomb per le formazioni ghiaioso-sabbiose (G,S), un modello costitutivo di tipo Hardening (Hardening Soil Model) per l'unità L(S) e con un modello costitutivo tipo Cam Clay (Soft Soil Model), sempre con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb per le formazioni definite come coesive.





VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.  
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA  
- CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PESCARA PM SAN GIOVANNI  
TEATINO-CHIETI  
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA

RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI IV03

COMMESSA IA4S	LOTTO 02 D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0006 003	REV. A	FOGLIO 25 di 104
------------------	-----------------	----------------	-------------------------	-----------	---------------------

Attraverso questo calcolo è stato possibile valutare lo sviluppo nel tempo dei cedimenti di consolidazione primaria dovuti alla costruzione del nuovo rilevato stradale e alla successiva applicazione dei sovraccarichi dovuti al traffico stradale.

I parametri adottati nel calcolo sono quelli riportati al paragrafo relativo.

## 6. CARATTERISTICHE DEL CORPO STRADALE

### 6.1 Descrizione dei rilevati stradali

Per quanto riguarda la geometria dei rilevati, si è fatto riferimento agli elaborati di progetto ad essi relativi ed in particolare alle sezioni trasversali, tipologiche e correnti.

In particolare i rilevati sono previsti con pendenza 3H:2V.

Al di sotto del rilevato è stato previsto uno scotico e bonifico per uno spessore pari a 1.0 m.

Per le scarpate è stata ipotizzata una finitura a verde.

### 6.2 Materiali costituenti il rilevato

Per quanto riguarda il materiale costituente il corpo del rilevato è stato ipotizzato di ricorrere a materiale di natura granulare. Tale materiale dovrà avere le seguenti caratteristiche minime: peso specifico pari a 19 kN/m<sup>3</sup>, un angolo di attrito caratteristico  $\phi'_k$  pari a 38° e coesione efficace nulla.

L'inerbimento superficiale delle scarpate non è stato considerato nelle analisi.

Una sintesi dei parametri geotecnici di calcolo per i materiali antropici è riportata alla successiva Tabella 9.

Tabella 9: Parametri geotecnici di calcolo – materiali costituenti il rilevato

STRATO	Spessore	Peso di volume	Angolo di resistenza al taglio		Coesione efficace		Modulo di Young operativo	Permeabilità
	[m]	$\gamma_d$	$\phi'_k$ (*)	$\phi'_d$ M2	$c'_k$	$c'_d$ M2	$E_{op.}$	$k.$
		[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[m/s]
<b>RILEVATO</b>	Variabile	19	38	32	0	0	30	1x10 <sup>-5</sup>
<b>STRATO DI BONIFICO</b>	1.0	19	38	32	0	0	15	1x10 <sup>-5</sup>

\*valore minimo per il soddisfacimento delle verifiche di stabilità interna del rilevato

### 6.3 Carichi di progetto

I carichi di progetto considerati nelle analisi oggetto del presente documento sono i seguenti:

- Sovraccarico rappresentativo del traffico stradale.

- Carico da azione sismica.

Il sovraccarico da traffico stradale è ipotizzato pari a 20 kPa applicato sulla sommità del rilevato in corrispondenza della sede stradale e quindi a partire da almeno 1.5 m di distanza dal ciglio del rilevato.

Per la definizione dell'azione sismica di progetto si rimanda al punto 4 del presente documento.

Tali carichi e sovraccarichi sono stati inseriti nelle diverse verifiche agli SLU (statiche e sismiche) e agli SLE applicando laddove necessario gli opportuni coefficienti parziali di amplificazione come previsti dalla Normativa vigente.

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA - CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PESCARA PM SAN GIOVANNI TEATINO-CHIETI PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI IV03</b>	COMMESSA IA4S	LOTTO 02 D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0006 003	REV. A

## 7. CARATTERISTICHE DEGLI INTERVENTI DI TRATTAMENTO

In base alle caratteristiche delle opere in progetto e alla tipologia di terreni incontrati in sito, si possono riscontrare le seguenti problematiche da affrontare:

- Cedimenti residui attesi per i rilevati di nuova costruzione durante la vita del rilevato stesso superiori al limite consentito di 5 cm in base a quanto indicato nei Doc. Rif. [9] e [11];
- Fattori di Sicurezza nei confronti della stabilità delle scarpate dei rilevati non soddisfacenti i requisiti minimi di normativa;
- presenza di materiali potenzialmente liquefacibili che, in concomitanza con l'evento sismico, possono mettere in discussione la stabilità del rilevato o generare cedimenti post-sisma ritenuti troppo elevati per l'opera stradale e per le opere adiacenti, il cui collasso può avere conseguenze sulla funzionalità dell'opera in atto più gravi dei danni residui sulla piattaforma stradale che saranno oggetto di successivo ripristino.

Al fine di risolvere tali problematiche si prevede, nell'ambito del progetto in esame, di poter utilizzare due tipologie diverse di trattamento del terreno: Colonne in Deep Mixing e Colonne di Ghiaia.

Nel seguito vengono presentate e descritte le due metodologie, con particolare riferimento alle caratteristiche specifiche delle due tecniche mirate alla risoluzione delle problematiche individuate.

### 7.1 Colonne in Deep Mixing

#### 7.1.1 Descrizione della tecnica

Il trattamento in oggetto fa parte dei trattamenti colonnari che prevedono miscelazione profonda per mescolamento meccanico del terreno con miscele cementizie. Solitamente è identificato con il termine deep mixing oppure con gli acronimi DMM (Deep Mixing Method) o DCM (Deep Cement Mixing).

La tecnica del deep mixing risulta essere efficace ai fini sia di ridurre i cedimenti che di mitigazione nei confronti della liquefazione. L'adozione di tale tecnica è limitata principalmente dalla necessità di operare con attrezzature di notevole ingombro che ne impediscono di fatto l'utilizzo per interventi in sottofondazione, in zone urbane o in siti di difficile accesso.

Si tratta di una particolare tecnica finalizzata a migliorare le caratteristiche meccaniche ed idrauliche del terreno miscelando lo stesso insieme ad un legante e/o ad altri materiali che vengono introdotti in forma secca o in forma umida (boiaccia). Attualmente sono disponibili differenti metodi di miscelazione profonda, ognuno dei quali è conosciuto con un proprio nome in funzione di come viene iniettato il legante (metodo secco e metodo umido) e di come viene eseguita la miscelazione. Il getto avviene a media-bassa pressione (20-40 bar).

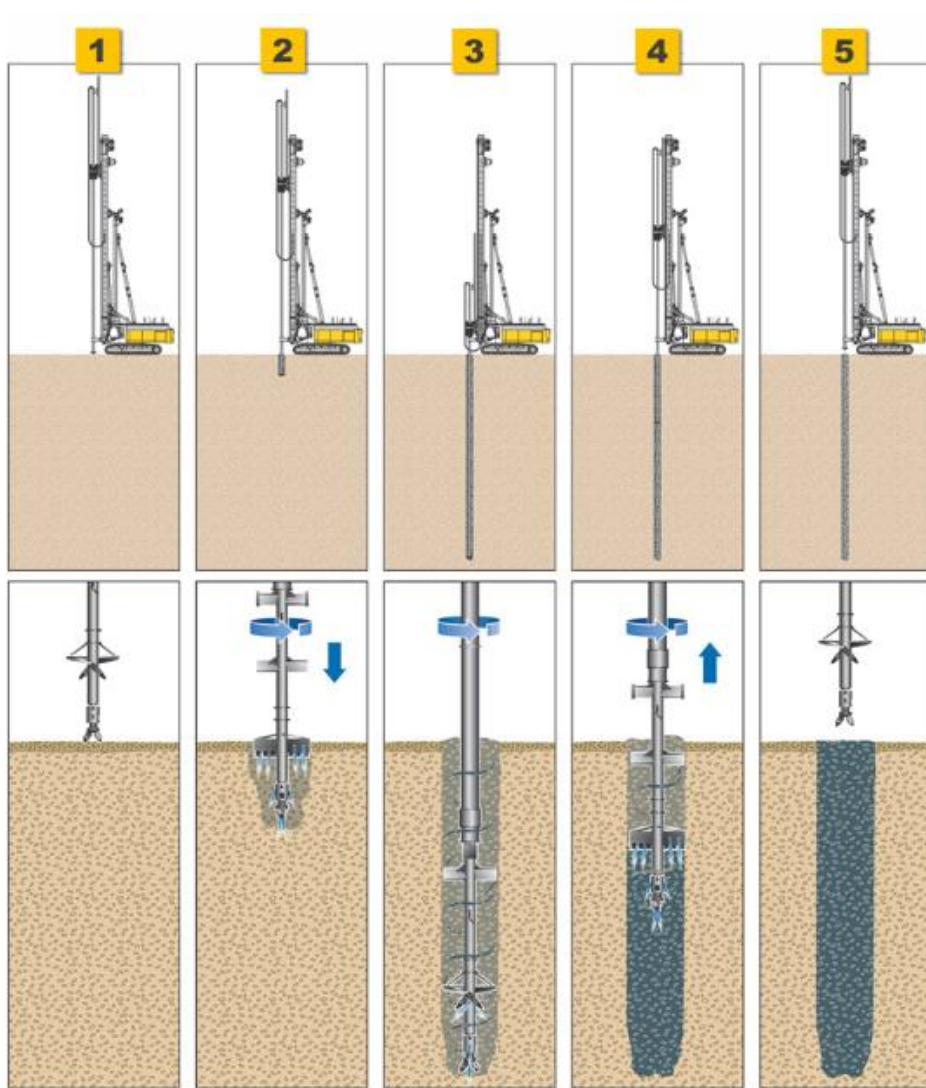


Figura 1: Schema di formazione colonne con la tecnica del deep mixing



VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.  
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA  
- CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PESCARA PM SAN GIOVANNI  
TEATINO-CHIETI  
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA

RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI IV03

COMMESSA IA4S	LOTTO 02 D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0006 003	REV. A	FOGLIO 30 di 104
------------------	-----------------	----------------	-------------------------	-----------	---------------------

### Dry mixing

Il dry mixing è generalmente preferito per terreni limo-argillosi saturi, in virtù del loro elevato contenuto d'acqua necessario per sviluppare le reazioni di presa del legante. Ovviamente il presupposto affinché possa avvenire la reazione di idratazione nel dry mixing è che il terreno sia immerso in falda o che comunque presenti un livello d'umidità sufficiente.

L'attrezzatura è costituita dal gruppo principale di perforazione e trattamento e da un gruppo di stoccaggio ed invio del legante in polvere; se necessario è presente anche un gruppo di alimentazione d'acqua per umidificare eventuali livelli aridi. La perforazione viene realizzata tramite una batteria di aste modulari cave, all'estremità della quale è montato l'utensile, con una doppia serie di lame, opportunamente sagomate. Durante la perforazione, eseguita con velocità di avanzamento e rotazione determinate in funzione della consistenza dei materiali da attraversare, le lame disgregano il terreno sino a portarlo ad una condizione prossima al limite liquido. In questa fase l'acqua necessaria per trattare i terreni aridi viene immessa in prossimità delle lame attraverso un'apposita condotta. Ultimata la perforazione si inverte il senso di rotazione dell'utensile e si procede all'immissione del cemento attraverso gli ugelli posti in prossimità della zona di attacco delle lame all'asta. Il cemento viene trasportato da un flusso d'aria compressa utilizzando uno speciale dosatore che permette di immettere la quantità voluta di legante per metro cubo di volume trattato. In questa fase il cemento viene pertanto miscelato al terreno e la conformazione delle lame è tale da assicurare anche un costipamento verso il basso del materiale così miscelato. La qualità del prodotto viene assicurata dal controllo e dalla registrazione continua dei parametri operativi quali la velocità di avanzamento/recupero e di rotazione e la quantità di legante inviato per metro lineare di colonna.

### Wet mixing

La tecnica di miscelazione per via umida consiste nella mescolazione in sito del terreno con una miscela a base di legante idraulico. L'attrezzatura è costituita da una macchina operatrice con una torre di perforazione costituita da una o più aste attrezzate con porzioni di spirale (terreni incoerenti) o lame (terreni coesivi). Ogni batteria termina con un utensile di perforazione provvisto di ugelli che consentono la fuoriuscita della miscela acqua-cemento necessaria. L'impianto di confezionamento e pompaggio prevede un agitatore dal quale la miscela viene inviata alle batterie

di perforazione. Un sistema di rilevamento registra in continuo i seguenti parametri: pressione del circuito idraulico della macchina, velocità di rotazione, profondità, volume progressivo del fluido iniettato, portata e pressione dell'iniettore. La realizzazione degli elementi consolidati avviene facendo penetrare nel terreno la batteria di attrezzi disagregatori sino alla quota di fine colonna; contemporaneamente alla discesa, dagli ugelli, viene iniettata la miscela cementizia ed è in questa fase che il terreno viene smosso e mescolato al legante. Terminata la perforazione, si inizia la fase di risalita invertendo il senso di rotazione della batteria ed eventualmente iniettando ulteriore miscela (eseguendo con ciò un'azione di compattazione del volume già trattato).



*Figura 2: Particolare pulizia ugelli in wet deep mixing*

Il volume di terreno trattato con deep mixing ha forma cilindrica, se si adotta la classica attrezzatura di scavo e iniezione della miscela ad elica (continua o discontinua), oppure una forma parallelepipedica a pannelli se si adotta una coppia di ruote fresanti.

Nel nostro caso sono previste colonne di diametro 600 mm.

Per quanto riguarda la tecnica di miscelazione, vista la tipologia di materiali presenti e l'elevazione della falda, si ritiene preferibile adottare il dry-mixing.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.          RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA          - CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PESCARA PM SAN GIOVANNI          TEATINO-CHIETI          PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI IV03</b>	COMMESSA IA4S	LOTTO 02 D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0006 003	REV. A

Una volta eseguite le colonne di trattamento si provvederà a stendere uno strato di ripartizione, di spessore indicativo pari ad 1 m, costituito da materiale granulare opportunamente selezionato su cui costruire il rilevato ferroviario.

Per tutti i dettagli dell'intervento e delle varie parti che lo compongono si rimanda ai plano-profili e alle sezioni tipologiche che fanno parte degli elaborati di progetto.

### 7.1.2 Dimensionamento dell'intervento

Da un punto di vista del dimensionamento dell'intervento si adottano due metodi diversi a seconda della funzione principale richiesta all'intervento: riduzione dei cedimenti dati dalla presenza di materiale cedevole o aumento delle caratteristiche di resistenza del materiale per eliminare il rischio di potenziale liquefazione e limitare i danni post-sisma.

#### 1) Dimensionamento per riduzione dei cedimenti

In questo caso si procede nel seguente modo:

- si individua la sezione per la quale la valutazione dei cedimenti attesi in assenza di interventi risulta essere non compatibile con la funzionalità dell'opera e/o con la manutenzione ordinaria prevista;
- si ipotizza un trattamento, selezionando un diametro della colonna, un interasse e una profondità di intervento, valutata a partire dai calcoli dei cedimenti attesi di cui al punto precedente;
- si procede alla valutazione dei parametri di deformabilità equivalenti da associare al terreno trattato. Tale valutazione avviene mediante un calcolo con un modello assial-simmetrico ad elementi finiti, rappresentativo della singola colonna realizzata in Deep Mixing e del volume di terreno circostante che ricade nella zona di influenza della colonna stessa calcolato in funzione dell'interasse del trattamento;
- si calcolano nuovamente i cedimenti attesi per la sezione individuata, inserendo al di sotto dell'opera un volume di terreno rappresentativo del trattamento, a cui sono associati i parametri di deformabilità definiti al punto precedente;
- se i cedimenti così calcolati in presenza di trattamento risultano accettabili il dimensionamento dell'intervento è concluso, qualora non lo fossero perché ritenuti ancora



troppo elevati, o al contrario, troppo bassi, si procede con una nuova ipotesi di intervento e si ripete la procedura.

## 2) Dimensionamento per eliminazione rischio liquefazione

Innanzitutto si precisa che, mentre per gli interventi con colonne in Deep mixing mirati a ridurre i cedimenti si propongono maglie di trattamento omogenee classiche (quadrato o a quincce), per i trattamenti mirati a modificare le caratteristiche di resistenza del terreno naturale, fino a renderlo non più liquefacibile, si preferisce adottare un sistema di celle chiuse (setti perpendicolari tra loro) che con la loro geometria garantiscono maggiormente di offrire la resistenza al taglio prevista durante l'evento sismico (si veda a tal proposito le esperienze di Taki et al. 1991, Matsuo et al. 1996, Hausler et al. 2001 e Yamashita et al. 2008).

In questo caso si procede nel seguente modo:

- innanzitutto si verifica che le tensioni tangenziali indotte dal sisma possano essere adeguatamente assorbite dalla resistenza al taglio delle colonne di terreno trattato. Tale verifica viene effettuata calcolando il fattore di sicurezza disponibile dal rapporto tra  $R_{tr,d}$  (capacità di resistenza a taglio delle colonne) ed  $E_d$  (forza indotta dal sisma).

$$FS = R_{tr,d} / E_d \geq 1.25$$

L'azione  $E_d$  viene calcolata in accordo alla procedura semplificata proposta da Seed e Idriss (1971) secondo cui il valore della tensione tangenziale di picco massima ad una data profondità è data dalla seguente espressione:

$$\tau_{max} = a_{max}/g * \sigma_v * r_d * 1/C_m$$

Dove:

$a_{max}$  = accelerazione di picco massima

$g$  = accelerazione di gravità

$\sigma_v$  = pressione verticale totale alla quota di interesse

$r_d$  = coefficiente di riduzione funzione della profondità di verifica =  $(1 - 0.015 * z)$

$C_m$  = fattore di conversione della magnitudo in accordo a Seed

Sempre in accordo a Seed e Idriss la tensione tangenziale ciclica media vale:

$$\tau_{cyc} = 0.65 * \tau_{max}$$

Pertanto le forze di taglio risultanti nell'area trattata A risultano essere:

$$E_{d, max} = \tau_{max} * A$$

$$E_{d, cyc} = \tau_{cyc} * A$$

Per la valutazione della resistenza a taglio disponibile si procede come segue:

Si considera di adottare un dosaggio di cemento predefinito e, in accordo alle correlazioni suggerite da Taki et al. 1991 (Figura 3), si valuta la resistenza a compressione non confinata  $q_u$  delle colonne.

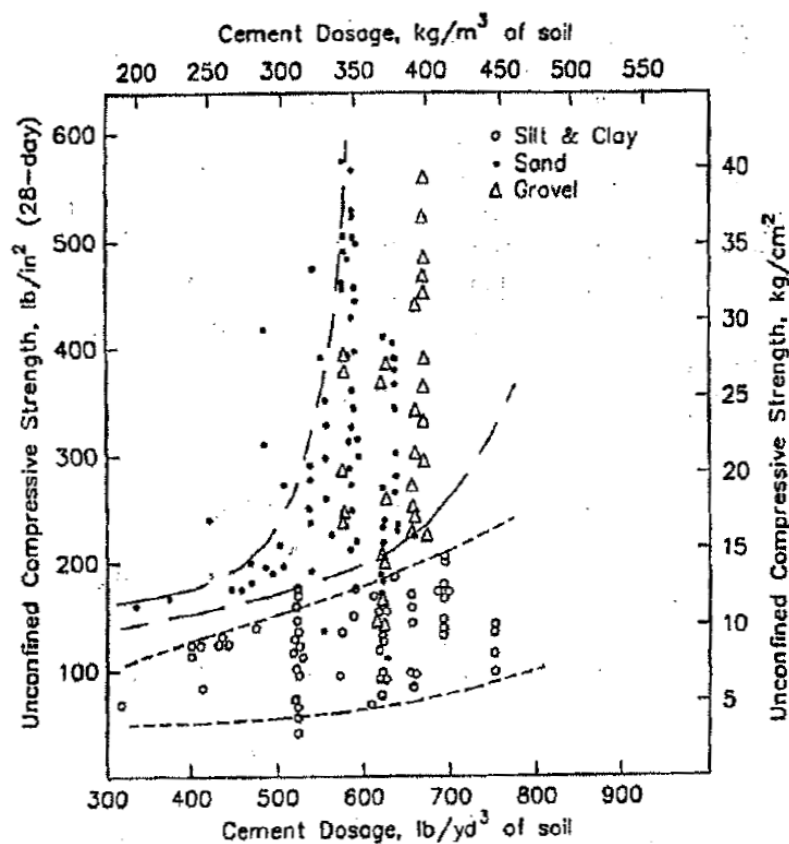


Figura 3: Resistenza del terreno trattato a cemento in funzione del dosaggio di cemento (Taki e Yang, 1991)

Utilizzando poi la relazione tra resistenza a compressione non confinata e resistenza al taglio proposta da Saitoh et al. 1980, secondo cui:

$$\tau_{rd} = 0.53 + 0.37 * q_u - 0.0014 * q_u^2$$

Quindi considerando l'area trattata A si ottiene la resistenza al taglio disponibile pari a:

$$R_{tr,d} = \tau_{rd} * A$$

- Successivamente si procede alla determinazione dei parametri di resistenza equivalenti da associare al volume di terreno trattato con le colonne e da utilizzare nelle verifiche di stabilità per valutare se, con la presenza del trattamento, le condizioni di stabilità in condizioni co-sismiche e post-sismiche siano soddisfacenti.

I parametri equivalenti vengono stimati omogeneizzando in funzione della percentuale di trattamento areale che viene eseguito, considerando che il terreno equivalente mantenga l'angolo di attrito interno del terreno di partenza e che la colonna cementata contribuisca, per la quota di pertinenza, con una coesione che dipende dal dosaggio di cemento usato nella miscelazione.

In particolare la coesione della colonna viene valutata a partire dal valore di resistenza a compressione non confinata della colonna  $q_u$  che dipende appunto dal dosaggio di cemento. Tale valore di partenza è quello usato per la verifica a liquefazione al punto precedente e proviene dal grafico di Taki et al. (1991) (Figura 3). Considerando che questo grafico riporta valori relativi a risultati di prove di laboratorio, si ipotizza di adottare una riduzione di tale valore, per tenere conto della effettiva resistenza disponibile in sito rispetto a quanto ottenuto da campioncini provati in laboratorio, e a partire da questa resistenza a compressione non confinata della colonna  $q_{u\_sito}$  si calcola la coesione della colonna come  $c = q_{u\_sito} / 2$ .

Per quanto riguarda i parametri di deformabilità si rimanda alla procedura descritta al precedente punto "Dimensionamento per riduzione dei cedimenti".

## 7.2 Colonne di Ghiaia

### 7.2.1 Descrizione della tecnica

Il trattamento in oggetto prevede di realizzare il miglioramento delle proprietà del terreno in sito mediante colonne di ghiaia realizzate con vibro-replacement mediante la tecnica con immissione della ghiaia a secco a fondo foro. Dove praticabili, infatti, tali tecniche risultano le più veloci ed economiche. Tuttavia, l'ingombro e gli spazi di manovra delle macchine (si veda la Figura 4), la necessità di alimentarle con apporti solidi (sabbia/ghiaia) con il rischio di caduta di tali materiali sulla sede ferroviaria, le dimensioni delle aree di disturbo create in superficie potrebbero rendere queste tecniche applicabili solo limitatamente nel caso in esame e dovendo prevedere opportune protezioni laddove si eseguissero in prossimità della linea esistente in esercizio.



Figura 4: Tipica attrezzatura per colonne di ghiaia con immissione della ghiaia a secco a fondo foro

In dettaglio, si utilizza il vibro a carica pneumatica, dove il materiale ghiaioso di apporto fuoriesce direttamente, sotto pressione d'aria, alla punta dell'utensile (metodo Bottom Feed a secco). L'infissione a secco è ottenuta grazie ad un tirabasso montato su specifica torreguida.

L'azione del tirabasso comporta una ottimale compattazione della colonna in ghiaia (attivazione) ed una estensione in profondità dell'addensamento oltre la massima profondità raggiunta. La colonna viene formata per passi successivi di estrazione, fuoriuscita e schiacciamento della ghiaia sia verso il basso, sia lateralmente. In questo modo si ottengono elementi colonnari che, interagendo con il terreno contribuiscono al miglioramento della capacità portante delle stratificazioni consolidate, sostengono i carichi e consentono la limitazione dei cedimenti attesi nei limiti di progetto.



*Figura 5: Tipica attrezzatura per colonne di ghiaia con immissione della ghiaia a secco a fondo foro – Dettaglio della punta dell'utensile (nota ugelli per l'iniezione di acqua o aria) e tubo di consegna ghiaia*

Il metodo a secco, senza fluidi di perforazione, associato all'utilizzo di sola ghiaia naturale consente di operare nelle condizioni di massima compatibilità ambientale.

La tecnologia è particolarmente adatta a risolvere problematiche di mitigazione del rischio liquefazione grazie a tre effetti: l'irrigidimento del terreno per la presenza delle colonne di ghiaia, la

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.          RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA          - CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PESCARA PM SAN GIOVANNI          TEATINO-CHIETI          PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI IV03</b>	COMMESSA IA4S	LOTTO 02 D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0006 003	REV. A

compattazione del terreno intercluso tra le colonne, il drenaggio che garantisce la dissipazione delle sovrappressioni interstiziali.

A completamento dell'intervento, al di sopra delle colonne, verrà realizzato uno strato di ripartizione dei carichi, costituito da materiale granulare selezionato, previa interposizione di un geotessuto di separazione, in modo da creare un cuscino tra il terreno trattato e la struttura sovrastante (rilevato o fondazione).

Per tutti i dettagli dell'intervento e delle varie parti che lo compongono si rimanda ai plano-profili e alle sezioni tipologiche che fanno parte degli elaborati di progetto.

## 7.2.2 Dimensionamento dell'intervento

Al contrario di quanto visto per il trattamento in deep mixing, per le colonne di ghiaia si adotta un unico metodo di dimensionamento che permette di definire sia i parametri di deformabilità per una efficace riduzione dei cedimenti dati dalla presenza di materiale cedevole, sia i parametri di resistenza per garantire la stabilità ed eliminare il rischio di potenziale liquefazione.

La dimensione delle colonne e la spaziatura tra esse necessarie per raggiungere gli obiettivi di progetto sono calcolate secondo il metodo proposto da Priebe (1998). Il metodo prende in considerazione il rinforzo del terreno dato dalla presenza delle colonne, ma trascura gli effetti benefici della possibilità di drenaggio fornito dagli colonne costituite da materiale grossolano e della compattazione (addensamento) del materiale tra le colonne stesse. Pertanto l'applicazione di questo metodo in cui si utilizzano quali dati di partenza i risultati delle indagini pre-trattamento, costituisce una stima conservativa dell'efficacia reale dell'intervento.

La procedura di dimensionamento prevede di ipotizzare una densità di trattamento (diametro della colonna e spaziatura dell'intervento) che corrisponde ad un rapporto  $r$  tra area del trattamento  $A$  e area della colonna  $A_c$

$$\text{Dove: } r = A / A_c$$

Con questo valore di rapporto  $A / A_c$  si valuta, in base al grafico proposto da Priebe e riportato nella successiva Figura 6, il valore di CSR (cyclic stress ratio) residuo come frazione della CSR totale. Il beneficio dato dalla presenza del trattamento con colonne di ghiaia è valutato quindi come riduzione dell'azione CSR agente e pertanto può essere espresso anche come riduzione della

PGA. Se la verifica a liquefazione dell'area condotta nuovamente con il nuovo valore ridotto di PGA risulta soddisfatta, allora l'intervento è dimensionato correttamente e si considera che l'effetto benefico dato dalla presenza delle colonne di ghiaia sia tale da non permettere nemmeno l'innescio del fenomeno di liquefazione.

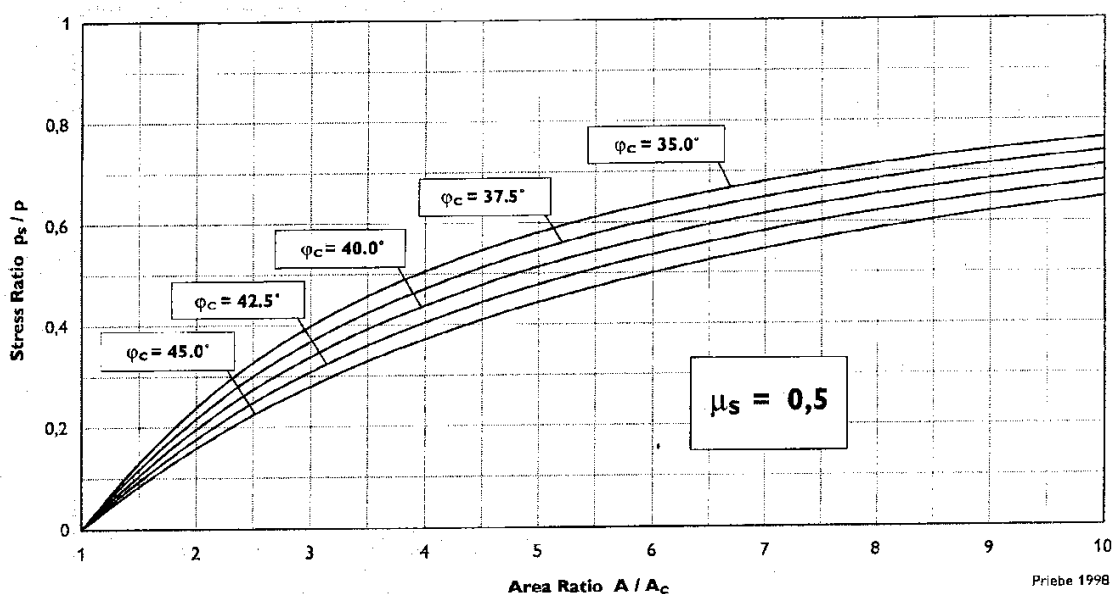


Figura 6: Grafico per stimare la resistenza residua da associare al terreno tra le colonne (Priebe 1998)

Una volta che l'intervento è dimensionato, sempre facendo riferimento alle teorie proposte da Priebe ("The design of Vibro-replacement", Ground Engineering, 1995), a partire dai parametri della colonna (diametro, spaziature, modulo di deformabilità, angolo di attrito interno del materiale costituente la colonna) e dai parametri del terreno naturale in sito (spessore dei diversi strati attraversati, pesi specifici, moduli di deformabilità, angoli di attrito interno dei diversi strati) è possibile determinare i parametri equivalenti da associare al volume di terreno trattato.

Per il dettaglio sulla procedura di calcolo si rimanda all'articolo suddetto.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.          RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA          - CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PESCARA PM SAN GIOVANNI          TEATINO-CHIETI          PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI IV03</b>	COMMESSA IA4S	LOTTO 02 D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0006 003	REV. A

## 8. SELEZIONE DELLE SEZIONI DI CALCOLO SIGNIFICATIVE

Come anticipato nell'introduzione oggetto specifico della presente relazione sono i rilevati di appoggio ai tratti su scatolare del cavalcavia (IV03) di via Carboni al km 9+535 del tracciato ferroviario. In particolare è stata individuata come significativa per le verifiche di stabilità globale la sezione n. 8 di IV03 con altezza del rilevato pari a circa 3.4 m, incluso il pacchetto di pavimentazione stradale di spessore di 12 cm e lo strato di sottofondo di spessore pari a 35 cm, mentre la sezione più significativa per l'esecuzione delle verifiche dei cedimenti attesi risulta essere la sezione N. 31 con un'altezza di progetto massima pari a 4.5 m.

In aggiunta ai tratti in rilevato si sono valutati anche gli interventi di consolidamento necessari per i tratti su scatolari e per gli attraversamenti su pali, mentre per il dimensionamento di dettaglio di tali opere e la stima del relativo comportamento in esercizio e agli SLU si rimanda alle specifiche relazioni di calcolo dedicate.

Dalle verifiche di stabilità nei confronti della liquefazione, i cui risultati sono sintetizzati in Tabella 8, è stato stimato un valore di cedimento atteso post-sisma connesso al fenomeno della liquefazione pari a 30.5 cm, pertanto per questa opera specifica è stato deciso di prevedere un intervento di consolidamento, mirato ad eliminare il rischio di liquefazione, prescindendo dai risultati delle verifiche di stabilità globale in condizioni statiche e sismiche senza interventi. Di conseguenza le verifiche di stabilità globale sono state condotte già considerando un terreno di fondazione con caratteristiche migliorate dal trattamento.

Nel seguito sono riportate le verifiche relative alle sezioni rappresentative di rilevato individuate, per le quali è stata definita la stratigrafia di riferimento ed i relativi parametri geotecnici di progetto, per la cui definizione si rimanda alla Relazione Geotecnica (Doc. rif. [1]), insieme alla procedura di dimensionamento del trattamento di consolidamento.

Si riportano anche, considerando le medesime condizioni di stratigrafia di riferimento e relativi parametri geotecnici di progetto, le considerazioni relative alle fondazioni di scatolari e di spalle.



## 9. SEZIONE DI CALCOLO n. 8 – IV03

### 9.1 Stratigrafia e parametri geotecnici di calcolo

In accordo a quanto riportato nella Relazione Geotecnica (Doc. rif.[1]) e sulla base di quanto descritto nel Cap. 3, nella Tabella 10 e Tabella 11 sono riportati la stratigrafia ed i valori dei parametri geotecnici caratteristici e di progetto, fattorizzati utilizzando i coefficienti M2 contenuti nella Tabella 3 della presente relazione.

Si rimanda invece alla Tabella 9 per i valori dei parametri geotecnici relativi ai materiali antropici utilizzati per il corpo del rilevato, per lo strato di bonifico (100 cm al di sotto del rilevato).

Si ricorda che, come definito al Cap. 7 del Doc. Rif.[4], le verifiche geotecniche SLU di stabilità globale dei rilevati, in campo statico, richiedono l'adozione della sola Combinazione 2 dell'Approccio 1 e pertanto l'applicazione dei soli coefficienti parziali M2, mentre per le verifiche sismiche e per le verifiche SLE, finalizzate alla determinazione dei cedimenti, sono richiesti i parametri caratteristici.

Tabella 10: Stratigrafia di calcolo per la sezione 8 di IV03

Strato	Profondità da [m da p.c.]	Profondità a [m da p.c.]	Descrizione
L(S,A)	0.0	8	L(A),S; L(S),A
L,A2	8	20	L(A); L(A)[S]; L(A),S
G,S	20	24	S; S(G);G(S);G
M	24	-	A(M); M

Tabella 11: Parametri geotecnici di calcolo per la sezione 27 di IV01 – Materiali in sito

STRATO	Peso di volume	Angolo di resistenza al taglio		Coesione efficace		Resistenza al taglio non drenata		Modulo di Young operativo	Rapporto di compressione	Rapporto di ricompressione	Permeabilità
	$\gamma_d$	$\phi'_k$	$\phi'_d$ M2	$c'_k$	$c'_d$ M2	$c_u$	$c_u$ M2	$E_{op.}$	CR	RR	k
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[-]	[-]	[m/s]
L(S,A)	20	28	23.0 5	0	0	80- 100	64-80	7	0.16	0.02	5.00E- 07

RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI IV03

STRATO	Peso di volume	Angolo di resistenza al taglio		Coesione efficace		Resistenza al taglio non drenata		Modulo di Young operativo	Rapporto di compressione	Rapporto di ricompressione	Permeabilità
	$\gamma_d$	$\phi'_k$	$\phi'_d$	$c'_k$	$c'_d$	$c_u$	$c_u$	$E_{op.}$	CR	RR	k
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[-]	[-]	[m/s]
L,A2	19	27	22.2	0	0	30-60	24-48	13	0.14	0.017	1.00E-06
G,S	19	36	28.8	0	0	-	-	30	-	-	1.00E-04
M	21	26	20.8	20	16	150-400	120-320	-	0.1	0.017	1.00E-09

La falda di progetto è stata assunta nei calcoli ad una quota di 25.5 m slm..

Da un punto di vista della stabilità nei confronti della liquefazione, la sezione di calcolo n. 8 dell'opera di viabilità stradale, alla progressiva 9+535 del tracciato ferroviario ricade in un tratto in cui le verifiche condotte, sulla base dei risultati delle indagini in sito disponibili, hanno dato esito positivo e pertanto vi è presenza di materiale potenzialmente liquefacibile.

In particolare è stato individuato come liquefacibile uno spessore di terreno di circa 7 m compreso tra 13 m e 20 m di profondità da base rilevato a cui è stata associata l'unità geotecnica L,A2.

Pertanto per questa sezione le verifiche di stabilità in condizioni sismiche sono state condotte secondo la procedura esplicitata al precedente paragrafo 5.2.2 e, sempre secondo quanto indicato al medesimo paragrafo, per il materiale indicato come liquefacibile sono stati definiti i parametri di resistenza residua da utilizzare nelle verifiche.

I parametri di resistenza residua per il materiale L,A2 per le verifiche a liquefazione sono stati valutati considerando che in condizioni post-sismiche nel terreno potenzialmente liquefacibile i terreni siano effettivamente liquefatti e sia disponibile la sola resistenza residua, valutabile adoperando, a seconda delle prove disponibili, le relazioni tra  $q_{c1Ncs-Sr}$  o  $(N_1)_{60cs-Sr}$  e resistenza residua  $S_r$  proposte da Idriss e Boulanger (2008).

In particolare, dall'interpretazione delle prove SPT è stato calcolato un valore di  $(N_1)_{60cs}$  per il materiale L,A2 nello strato di interesse compreso tra 9 e 14 colpi, si ipotizza che a seguito della

liquefazione i terreni in esame siano caratterizzati da valori di  $S_r = 0.1 \sigma'_v$ . Nelle analisi ciò si traduce assegnando un angolo di attrito fittizio massimo pari a  $\phi'_k = \tan^{-1}(0.1) = 5^\circ$

Per questa sezione, e per tutta l'opera IV03, si prevede di realizzare un intervento di trattamento con colonne di ghiaia. Il dimensionamento dell'intervento e la sua efficacia nella mitigazione del rischio liquefazione e nel miglioramento delle caratteristiche del materiale L,A2 sono riportati a paragrafi seguenti.

### 9.1.1 Dimensionamento delle colonne di ghiaia

La procedura seguita nel dimensionamento di questo intervento è descritta al precedente punto 7.1.2. In particolare il dimensionamento viene eseguito verificando che:

1. le colonne di terreno sottoposto a trattamento dispongano di una resistenza al taglio superiore alla massima tensione tangenziale nello strato liquefacibile;
- e
2. le verifiche di stabilità del rilevato con gli interventi di trattamento siano soddisfatte in condizioni "co-sismiche" e "post-sismiche".

Si procede quindi alla prima verifica per cui, al fine di eliminare il rischio di liquefazione negli strati potenzialmente liquefacibili del terreno di fondazione del rilevato è stato ipotizzato un trattamento con colonne di ghiaia del diametro di 800 mm disposte secondo maglia quadrata di lato pari ad 1.9 m. Ne risulta un'area del terreno trattata pari a 3.66 m<sup>2</sup> e quindi un rapporto  $r = A/A_c = 5.8$ , dove A rappresenta l'area trattata e  $A_c$  l'area della singola colonna di ghiaia.

Attraverso il grafico proposto da Priebe (1998) (Figura 6) e ipotizzando di utilizzare un materiale granulare caratterizzato da un angolo di attrito interno pari a 40°, viene determinato un valore dello Stress Ratio pari a 0.62, corrispondente al suddetto rapporto  $A/A_c$ .

Moltiplicando, dunque, il valore di accelerazione massima attesa nella tratta di interesse ( $a_{max} = 0.35g$ ) per 0.62 si ottiene un valore di accelerazione massima ridotta pari a 0.22g.

Con tale valore di accelerazione massima attesa vengono nuovamente effettuate le verifiche a liquefazione sulla base dei risultati delle prove CPT/SPT così da verificare se il trattamento ipotizzato sia sufficiente ad eliminare il rischio liquefazione.



VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.  
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA  
- CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PESCARA PM SAN GIOVANNI  
TEATINO-CHIETI  
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA

RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI IV03

COMMESSA IA4S	LOTTO 02 D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0006 003	REV. A	FOGLIO 44 di 104
------------------	-----------------	----------------	-------------------------	-----------	---------------------

I risultati di tale verifica sono riportati in ALLEGATO A - RISULTATI VERIFICHE A LIQUEFAZIONE SEZ. 31 CON INTERVENTI e da questi si evince che ad ogni profondità indagata il fattore di sicurezza nei confronti della liquefazione FL è sempre maggiore di 1 con valori di cedimenti attesi post-sisma inferiori a 2.5 cm, dunque il trattamento risulta efficace per la mitigazione del rischio liquefazione.

Successivamente si esegue la seconda verifica, valutando se il dimensionamento dell'intervento sia tale da garantire anche la stabilità dell'opera in oggetto. Si procede quindi a verificare la stabilità globale del sistema rilevato ferroviario-terreno di fondazione in condizioni statiche e sismiche in presenza del trattamento di consolidamento. Per tale scopo sono state condotte le analisi di stabilità relative al rilevato di altezza pari a 3.4 metri alla sezione n. 8 dell'opera IV03 in condizioni statiche, co-sismiche e post-sismiche, inserendo nelle analisi le zone di trattamento come zone in cui non si tiene in conto il degrado dei parametri di resistenza associato alla generazione di sovrappressioni interstiziali e alla liquefazione.

Lo strato di terreno trattato è stato modellato con un materiale equivalente avente caratteristiche meccaniche proporzionali all'entità del trattamento stesso. Nello specifico i parametri di resistenza e deformabilità del materiale trattato sono stati calcolati secondo il metodo di Priebe (1995) citato al punto 7.2.2 e vengono di seguito riportati:

$$\varphi'_{eq} = 31^\circ$$

$$c'_{eq} = 0 \text{ kPa}$$

$$E_{eq} = 18.2 \text{ Mpa}$$

Con tali parametri è stato modellato lo strato di terreno di fondazione caratterizzato dall'unità geotecnica L,A2, al di sotto del rilevato.

## 9.2 Verifiche SLU – Stabilità globale

Le verifiche SLU della stabilità globale del rilevato (sia in condizioni statiche che sismiche) sono state condotte tramite il codice di calcolo Slope/W (Doc. Rif. [1]). Le combinazioni di carico adottate nelle analisi fanno riferimento rispettivamente ai coefficienti parziali (A2+M2) per le analisi in campo statico e ai valori caratteristici per le analisi sismiche. Tali coefficienti sono contenuti nella Tabella 1 e nella Tabella 3 della presente relazione.

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA - CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PESCARA PM SAN GIOVANNI TEATINO-CHIETI PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI IV03</b>	COMMESSA IA4S	LOTTO 02 D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0006 003	REV. A

Come da NTC 2018 (Doc. Rif. [7]), la verifica SLU di stabilità globale è soddisfatta se la relazione:

$$FS \geq R2 = 1.1$$

è verificata in condizioni statiche e la relazione:

$$FS \geq R2 = 1.2$$

È verificata in condizioni sismiche.

Il coefficiente R2 è contenuto nella Tabella 4 della presente relazione.

### 9.2.1 Verifiche SLU in condizioni statiche

L'analisi di stabilità globale in campo statico del rilevato tipologico con altezza pari a 3.4 m è stata condotta in accordo alla combinazione DA1C2 assumendo i parametri geotecnici M2 di cui in Tabella 11 e in Tabella 9 rispettivamente per i materiali in sito e per i materiali antropici.

Il sovraccarico da traffico stradale è stato modellato come un carico distribuito applicato sulla sommità del rilevato in corrispondenza della sede stradale. Tale sovraccarico è di tipo variabile/sfavorevole pertanto, in accordo al coefficiente parziale sulle azioni A2 riportato in Tabella 1; il valore di calcolo è stato assunto pari a:

$$q_d = q_k \times \gamma_{Qi [A2]} = 20 \text{ kPa} \times 1.15 = 23 \text{ kPa}.$$

L'analisi di stabilità globale è stata finalizzata all'individuazione delle superfici di rottura tali da intercettare il carico stradale. Tra esse, è definita critica quella a cui corrisponde il fattore di sicurezza FS minimo.

Si sottolinea che nella ricerca delle superfici di rottura critiche sono state escluse tutte quelle superfici di spessore ridotto e che non interessano la sede stradale.

Non si considerano, inoltre, tutte le superfici di scorrimento interamente contenute all'interno del rilevato stradale in quanto la presenza del pacchetto di pavimentazione stradale e lo strato di finitura superficiale della scarpata, non inclusi nel modello di calcolo, garantiscono il raggiungimento dei requisiti minimi per la stabilità interna del rilevato stesso.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.          RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA          - CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PESCARA PM SAN GIOVANNI          TEATINO-CHIETI          PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI IV03</b>	COMMESSA IA4S	LOTTO 02 D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0006 003	REV. A

In Figura 7, sono riportate le superfici di rottura critica per la combinazione DA1C2; il fattore di sicurezza FS relativo a tali meccanismi, e quindi il minore tra tutti i fattori di sicurezza FS calcolati, è pari a:

$$FS^{MIN} (DA1C2) = 1.094$$

Non essendo soddisfatta la relazione:

$$FS^{MIN} \geq R2 = 1.1,$$

**la verifica di stabilità globale in campo statico non risulta soddisfatta.**

### 9.2.2 Verifiche SLU in condizioni sismiche (co-sismica)

L'analisi di stabilità globale in campo sismico del rilevato tipologico con altezza pari a 3.4 m alla sezione 8 di IV03 è stata condotta assumendo i parametri geotecnici caratteristici di cui in Tabella 11 e in Tabella 9 rispettivamente per i materiali in sito e per i materiali antropici.

In accordo a quanto riportato al punto 4, la forza sismica è stata modellata tramite i coefficienti sismici:

$$K_H = + 0.133 \quad (\text{concorde alla direzione di scivolamento})$$

$$K_V = \pm 0.066 \quad (\text{verificando la più cautelativa tra negativo e positivo})$$

In base alla procedura esplicitata al precedente paragrafo 5.2.2, per la condizione concomitante il sisma (co-sismica) si ipotizza che nel terreno potenzialmente liquefacibile in concomitanza delle massime azioni sismiche di calcolo le sovrappressioni interstiziali siano pari al 50% della tensione verticale efficace applicata in condizioni statiche. Quanto detto si traduce in un valore del rapporto di sovrappressioni interstiziali  $r_u$  pari a 0.3 da assegnare allo strato di materiale L,A2 suscettibile a liquefazione.

Il carico stradale ( $q$ ), assunto pari a 20 kPa, è stato modellato come un carico distribuito applicato sulla sommità del rilevato in corrispondenza della sede stradale. Tale sovraccarico è stato inserito nei calcoli col proprio valore caratteristico moltiplicato per il coefficiente  $\psi=0.2$  in accordo a quanto specificato dalle NTC 2018 (vedasi Par.7.11.1 del Doc. Rif. [7]) che indicano per le analisi in condizioni sismiche di porre tutti pari ad uno i coefficienti parziali sulle azioni. Pertanto:

$$q_d = 0.2q_k = 4 \text{ kPa.}$$

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.          RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA          - CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PESCARA PM SAN GIOVANNI          TEATINO-CHIETI          PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI IV03</b>	COMMESSA IA4S	LOTTO 02 D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0006 003	REV. A

L'analisi di stabilità globale è stata finalizzata all'individuazione delle superfici di rottura tali da intercettare il carico ferroviario. Tra esse, è definita "critica", quella a cui corrisponde il fattore di sicurezza FS minimo.

Si sottolinea che nella ricerca delle superfici di rottura critiche sono state escluse tutte quelle superfici di spessore ridotto e che non interessano la sede stradale.

Non si considerano, inoltre, tutte le superfici di scorrimento interamente contenute all'interno del rilevato stradale in quanto la presenza del pacchetto di pavimentazione stradale e lo strato di finitura superficiale della scarpata, non inclusi nel modello di calcolo, garantiscono il raggiungimento dei requisiti minimi per la stabilità interna del rilevato stesso.

In Figura 8 è riportata la superficie di rottura critica; il fattore di sicurezza FS relativo a tale meccanismo, e quindi il minore tra tutti i fattori di sicurezza FS calcolati, è pari a:

$$FS^{\text{MIN}}=1.11$$

Non essendo soddisfatta la relazione:

$$FS^{\text{MIN}} \geq R2 = 1.2,$$

**la verifica di stabilità globale in campo sismico non risulta soddisfatta.**

### 9.2.3 Verifiche SLU in condizioni di terreno liquefatto (post-sismica)

L'analisi di stabilità globale della situazione immediatamente successiva all'evento sismico per il rilevato tipologico con altezza pari a 3.4 m alla sezione 8 di IV03 è stata condotta assumendo i parametri geotecnici caratteristici di cui in Tabella 11 e in Tabella 9 rispettivamente per i materiali in sito e per i materiali antropici.

In base alla procedura esplicitata al precedente paragrafo 5.2.2, per la condizione immediatamente successiva al sisma (post-sismica) si ipotizza che nel terreno potenzialmente liquefacibile i terreni siano effettivamente liquefatti e sia disponibile la sola resistenza residua. Pertanto nel calcolo si sono adottati i parametri residui definiti al precedente punto 9.1.

Il carico stradale (q), assunto pari a 20 kPa, è stato modellato come un carico distribuito applicato sulla sommità del rilevato in corrispondenza della sede stradale. Tale sovraccarico è stato inserito nei calcoli col proprio valore caratteristico moltiplicato per il coefficiente  $\psi=0.2$  in

accordo a quanto specificato dalle NTC 2018 (vedasi Doc. Rif. [7]) che indicano per le analisi in condizioni sismiche di porre tutti pari ad uno i coefficienti parziali sulle azioni. Pertanto:

$$q_d = 0.2q_k = 4 \text{ kPa.}$$

L'analisi di stabilità globale è stata finalizzata all'individuazione delle superfici di rottura tali da intercettare il carico stradale. Tra esse, è definita "critica", quella a cui corrisponde il fattore di sicurezza FS minimo.

Si sottolinea che nella ricerca delle superfici di rottura critiche sono state escluse tutte quelle superfici di spessore ridotto e che non interessano la sede stradale.

Non si considerano, inoltre, tutte le superfici di scorrimento interamente contenute all'interno del rilevato stradale in quanto la presenza del pacchetto di pavimentazione stradale e lo strato di finitura superficiale della scarpata, non inclusi nel modello di calcolo, garantiscono il raggiungimento dei requisiti minimi per la stabilità interna del rilevato stesso.

In Figura 10 è riportata la superficie di rottura critica; il fattore di sicurezza FS relativo a tale meccanismo, e quindi il minore tra tutti i fattori di sicurezza FS calcolati, è pari a:

$$FS^{MIN} = 1.388$$

Essendo soddisfatta la relazione:

$$FS^{MIN} \geq R2 = 1.2,$$

**la verifica di stabilità globale in campo sismico risulta soddisfatta.**





VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.  
 RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA  
 - CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PM SAN GIOVANNI TEATINO-  
 CHIETI  
 PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA

RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI IV03

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02D29	CL	GE0006 004	A	49 di 104

## RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)

### Analisi di stabilità di rilevati stradali

#### Sezione 8 - IV03

Condizioni statiche A2+M2  
 Sovraccarico stradale 23 kPa

Name: L,A2 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 0 kPa Phi: 22.2 °  
 Name: G,S Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 0 kPa Phi: 30.2 °  
 Name: M Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 21 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 16 kPa Phi: 20.8 °  
 Name: R Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 0 kPa Phi: 32 °  
 Name: CLS Model: Undrained (Phi=0) Unit Weight: 25 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 500 kPa  
 Name: L(S,A) Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 20 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 0 kPa Phi: 23.05 °  
 Name: trattamento 1 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 20 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 0 kPa Phi: 27 °  
 Name: trattamento 2 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 0 kPa Phi: 24.8 °

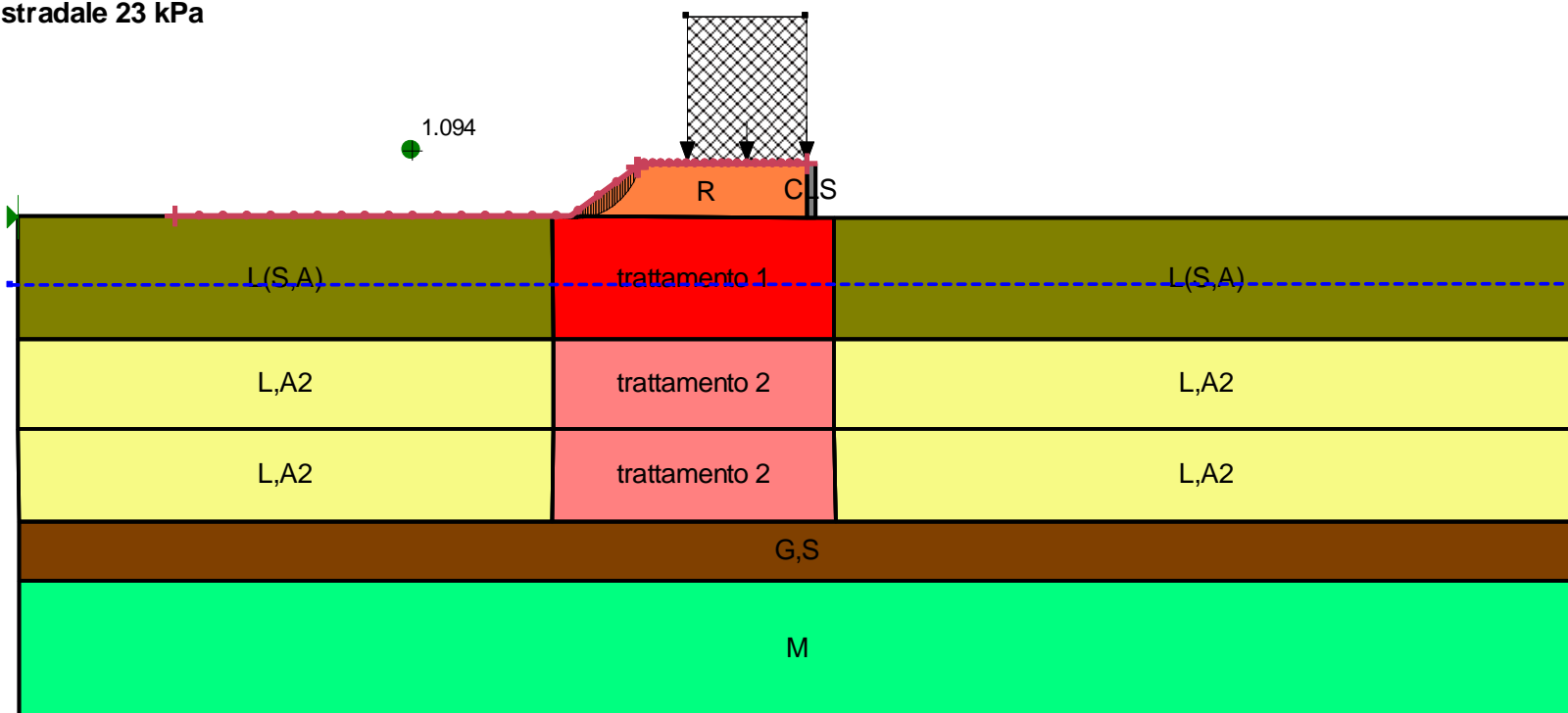


Figura 7: Rilevato H=3.4 m, sez. 8 di IV03 - Analisi di stabilità globale in campo statico DA1

**RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)**

**Analisi di stabilità di rilevati stradali**

**Sezione 8 - IV03**

**condizioni co-sismiche  $k_h=0.133$   $k_v=-0.066$   
Sovraccarico stradale 4 kPa**

Name: L,A2	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 0 kPa	Phi: 27 °
Name: G,S	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 0 kPa	Phi: 36 °
Name: M	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 21 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 20 kPa	Phi: 26 °
Name: LIQ	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 18 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 0 kPa	Phi: 22 ° Ru: 0.3
Name: R	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 0 kPa	Phi: 38 °
Name: CLS	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 25 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 500 kPa	
Name: L(S,A)	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 20 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 0 kPa	Phi: 28 °
Name: trattamento 1	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 20 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 0 kPa	Phi: 33.8 °
Name: trattamento 2	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 0 kPa	Phi: 31 °

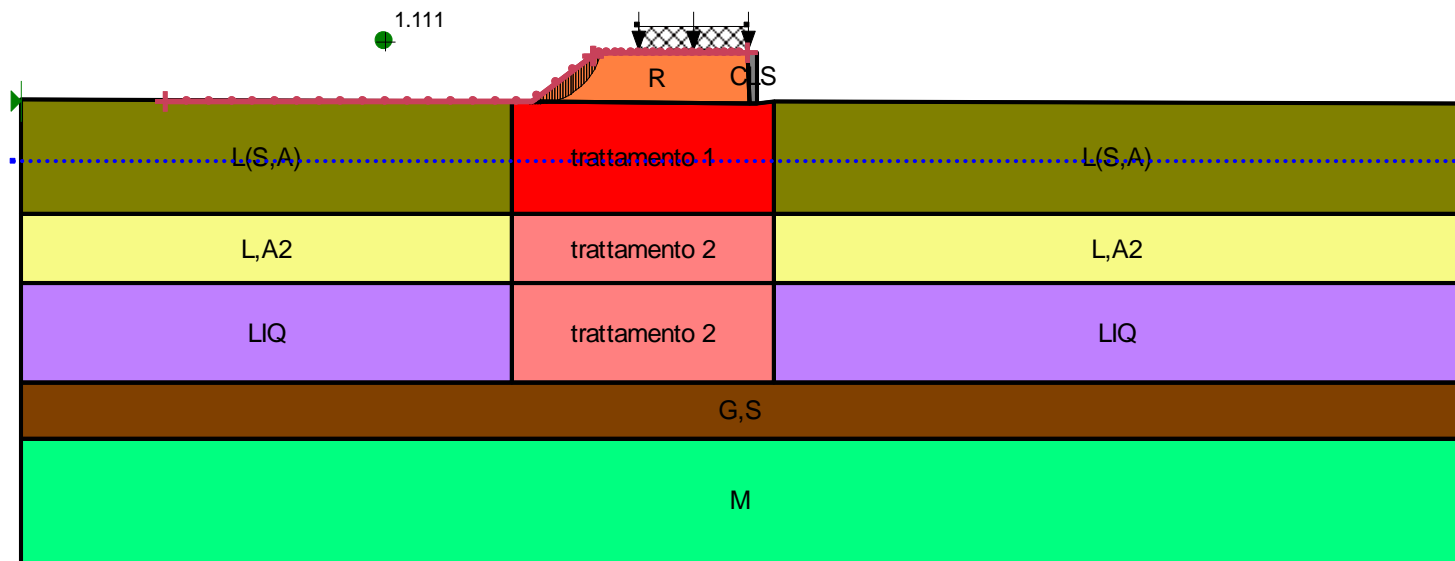


Figura 8: Rilevato H=3.4 m, sez. 8 di IV03 - Analisi di stabilità globale in campo sismico-condizioni co-sismiche (+)



**VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.  
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA  
- CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PM SAN GIOVANNI TEATINO-  
CHIETI  
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA**

**RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI IV03**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02D29	CL	GE0006 004	A	51 di 104

**RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)**

**Analisi di stabilità di rilevati stradali**

**Sezione 8 - IV03**

**condizioni co-sismiche  $k_h=0.133$   $k_v=0.066$   
Sovraccarico stradale 4 kPa**

Name: L,A2 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 0 kPa Phi: 27 °  
 Name: G,S Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 0 kPa Phi: 36 °  
 Name: M Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 21 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 20 kPa Phi: 26 °  
 Name: LIQ Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 18 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 0 kPa Phi: 22 ° Ru: 0.3  
 Name: R Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 0 kPa Phi: 38 °  
 Name: CLS Model: Undrained (Phi=0) Unit Weight: 25 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 500 kPa  
 Name: L(S,A) Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 20 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 0 kPa Phi: 28 °  
 Name: trattamento 1 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 20 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 0 kPa Phi: 33.8 °  
 Name: trattamento 2 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 0 kPa Phi: 31 °

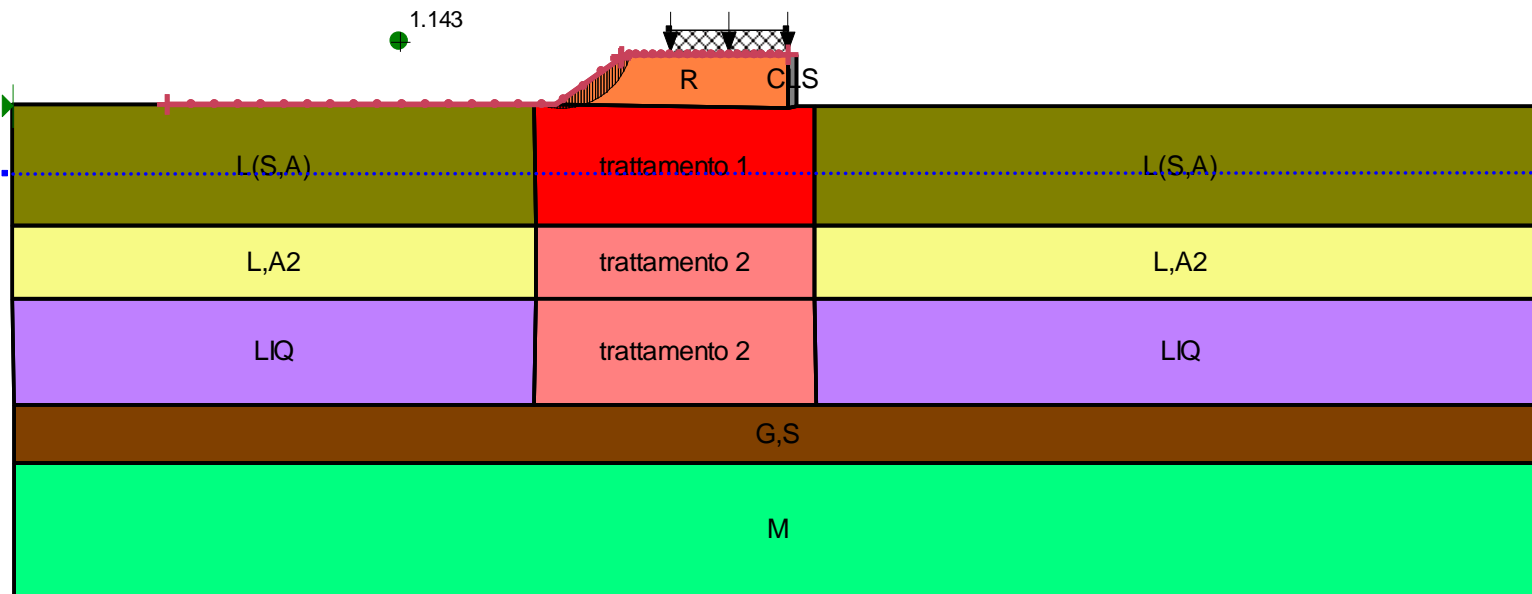


Figura 9: Rilevato H=3.4 m, sez. 8 di IV03 - Analisi di stabilità globale in campo sismico - condizioni co-sismiche (-)

**RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)**

**Analisi di stabilità di rilevati stradali**

**Sezione 8 - IV03**

**condizioni post-sismiche  
Sovraccarico stradale 4 kPa**

Name: L,A2	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 0 kPa	Phi: 27 °
Name: G,S	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 0 kPa	Phi: 36 °
Name: M	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 21 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 20 kPa	Phi: 26 °
Name: LIQ	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 18 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 0 kPa	Phi: 5 °
Name: R	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 0 kPa	Phi: 38 °
Name: CLS	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 25 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 500 kPa	
Name: L(S,A)	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 20 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 0 kPa	Phi: 28 °
Name: trattamento 1	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 20 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 0 kPa	Phi: 34.3 °
Name: trattamento 2	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 0 kPa	Phi: 31.8 °

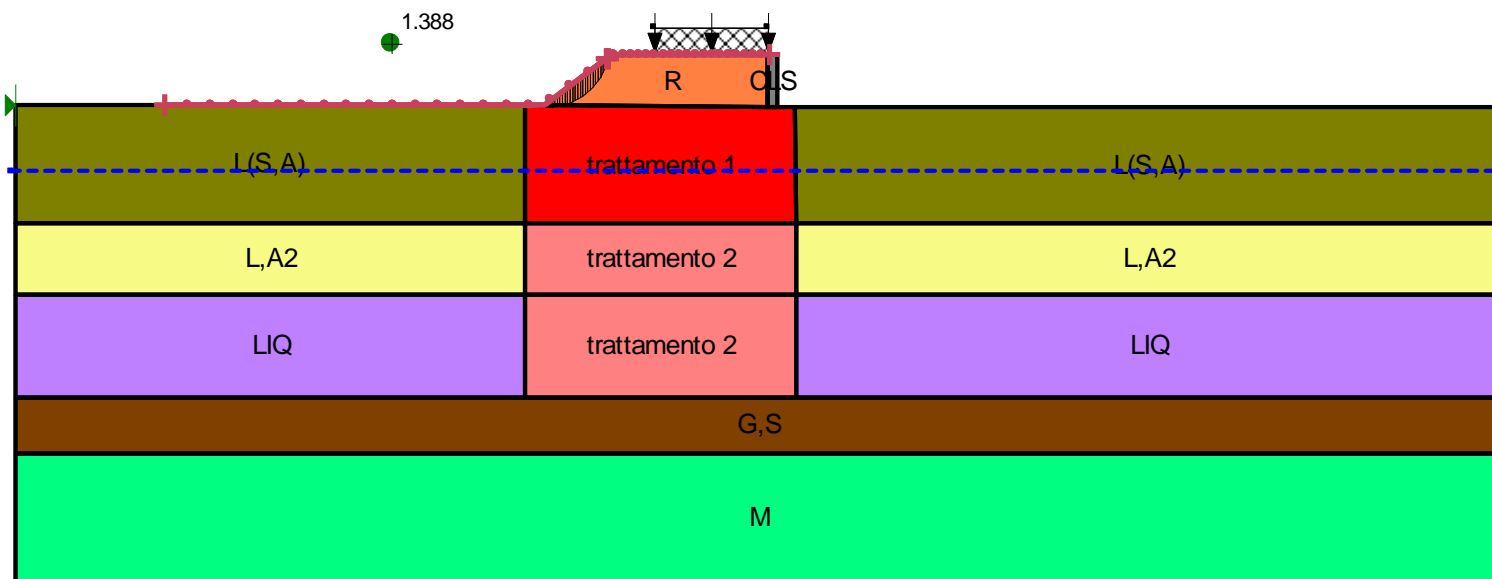


Figura 10: Rilevato H=3.4 m, sez. 8 di IV03 - Analisi di stabilità globale in campo sismico - condizioni post-sismiche

Come è possibile constatare dai risultati delle analisi di stabilità presentati nelle figure precedenti, in condizioni statiche e co-sismiche si sviluppano meccanismi di rottura tali da intercettare gli strati più superficiali del terreno di fondazione. Pertanto, è stato ipotizzato di realizzare uno strato di imbasamento del rilevato in misto cementato, con una miscela di cemento (al 10%) e materiale granulare le cui caratteristiche meccaniche sono le seguenti:

- Resistenza a compressione non confinata (UCS) = 500 kPa
- Modulo di Young operative ( $E_{op}$ ) = 50 MPa

Vengono quindi ripetute le analisi di stabilità in condizioni statiche, co-sismiche e post-sismiche al fine di verificare la stabilità globale del sistema. I risultati di tali analisi vengono di seguito riportati.

**RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)**

**Analisi di stabilità di rilevati stradali**

**Sezione 8 - IV03**

**Condizioni statiche A2+M2  
Sovraccarico stradale 23 kPa**

Name: L,A2 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 0 kPa Phi: 22.2 °  
 Name: G,S Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 0 kPa Phi: 30.2 °  
 Name: M Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 21 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 16 kPa Phi: 20.8 °  
 Name: R Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 0 kPa Phi: 32 °  
 Name: CLS Model: Undrained (Phi=0) Unit Weight: 25 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 500 kPa  
 Name: L(S,A) Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 20 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 0 kPa Phi: 23.05 °  
 Name: trattamento 1 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 20 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 0 kPa Phi: 27 °  
 Name: trattamento 2 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 0 kPa Phi: 24.8 °  
 Name: MC Model: Undrained (Phi=0) Unit Weight: 24 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 200 kPa

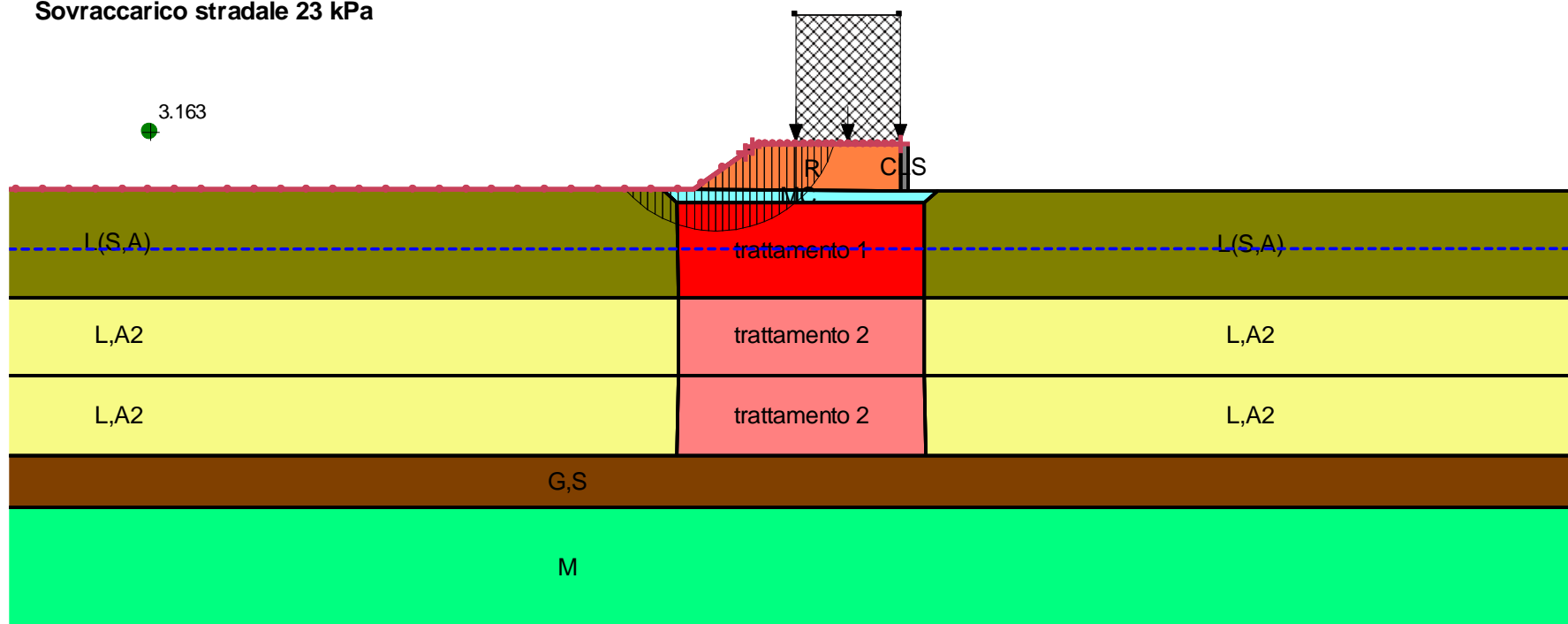


Figura 11: Rilevato H=3.4 m, sez. 8 di IV03 - Analisi di stabilità globale in campo statico DA1 con strato in misto cementato

**RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)**

**Analisi di stabilità di rilevati stradali**

**Sezione 8 - IV03**

**condizioni co-sismiche  $k_h=0.133$   $k_v=-0.066$   
Sovraccarico stradale 4 kPa**

Name: L,A2	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 0 kPa	Phi: 27 °
Name: G,S	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 0 kPa	Phi: 36 °
Name: M	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 21 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 20 kPa	Phi: 26 °
Name: LIQ	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 18 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 0 kPa	Phi: 22 ° Ru: 0.3
Name: R	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 0 kPa	Phi: 38 °
Name: CLS	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 25 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 500 kPa	
Name: L(S,A)	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 20 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 0 kPa	Phi: 28 °
Name: trattamento 1	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 20 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 0 kPa	Phi: 33.8 °
Name: trattamento 2	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 0 kPa	Phi: 31 °
Name: Mix cem	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 24 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 250 kPa	

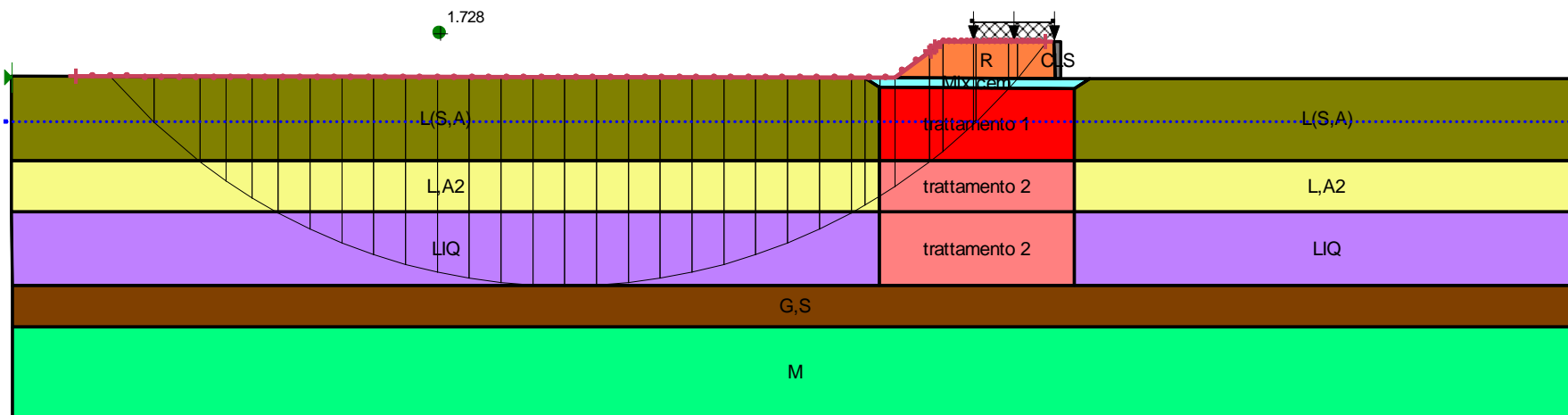


Figura 12: Rilevato H=3.4 m, sez. 8 di IV03 - Analisi di stabilità globale in campo sismico-condizioni co-sismiche (+) con strato in misto cementato

**RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)**

**Analisi di stabilità di rilevati stradali**

**Sezione 8 - IV03**

**condizioni co-sismiche  $kh=0.133$   $kv=0.066$   
Sovraccarico stradale 4 kPa**

Name: L,A2 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 0 kPa Phi: 27 °  
Name: G,S Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 0 kPa Phi: 36 °  
Name: M Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 21 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 20 kPa Phi: 26 °  
Name: LIQ Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 18 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 0 kPa Phi: 22 ° Ru: 0.3  
Name: R Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 0 kPa Phi: 38 °  
Name: CLS Model: Undrained (Phi=0) Unit Weight: 25 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 500 kPa  
Name: L(S,A) Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 20 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 0 kPa Phi: 28 °  
Name: trattamento 1 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 20 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 0 kPa Phi: 33.8 °  
Name: trattamento 2 Model: Mohr-Coulomb Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 0 kPa Phi: 31 °  
Name: Mx cem Model: Undrained (Phi=0) Unit Weight: 24 kN/m<sup>3</sup> Cohesion: 250 kPa

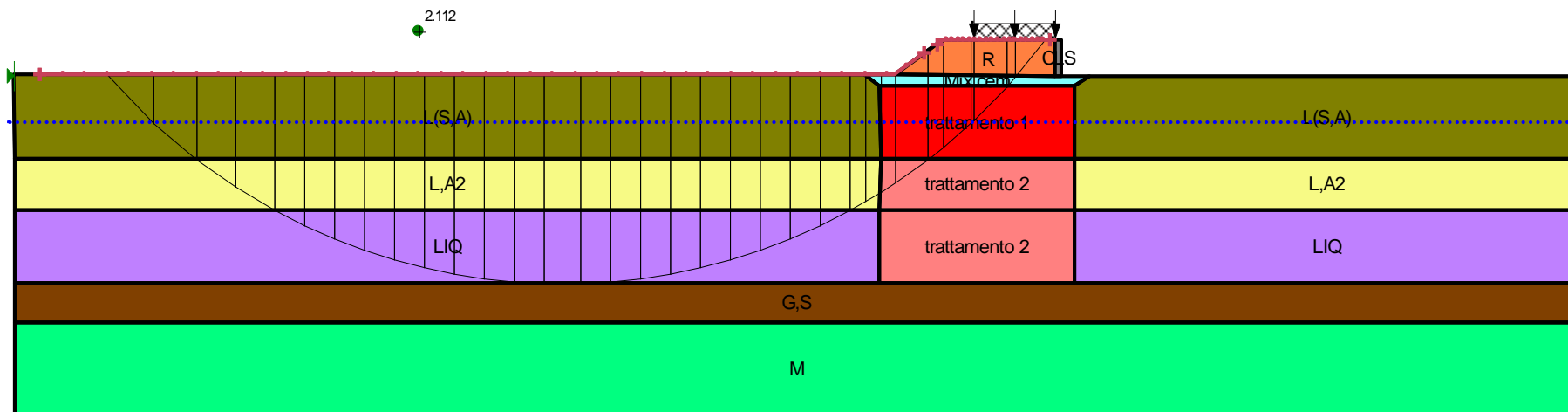


Figura 13: Rilevato  $H=3.4$  m, sez. 8 di IV03 - Analisi di stabilità globale in campo sismico - condizioni co-sismiche (-) con strato in misto cementato



**RADDOPPIO FERROVIARIO PESCARA P.N.-CHIETI (LOTTO 2)**

**Analisi di stabilità di rilevati stradali**

**Sezione 8 - IV03**

**condizioni post-sismiche  
Sovraccarico stradale 4 kPa**

Name: L,A2	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 0 kPa	Phi: 27 °
Name: G,S	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 0 kPa	Phi: 36 °
Name: M	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 21 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 20 kPa	Phi: 26 °
Name: LIQ	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 18 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 0 kPa	Phi: 5 °
Name: R	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 0 kPa	Phi: 38 °
Name: CLS	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 25 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 500 kPa	
Name: L(S,A)	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 20 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 0 kPa	Phi: 28 °
Name: trattamento 1	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 20 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 0 kPa	Phi: 33.8 °
Name: trattamento 2	Model: Mohr-Coulomb	Unit Weight: 19 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 0 kPa	Phi: 31 °
Name: MC	Model: Undrained (Phi=0)	Unit Weight: 24 kN/m <sup>3</sup>	Cohesion: 250 kPa	

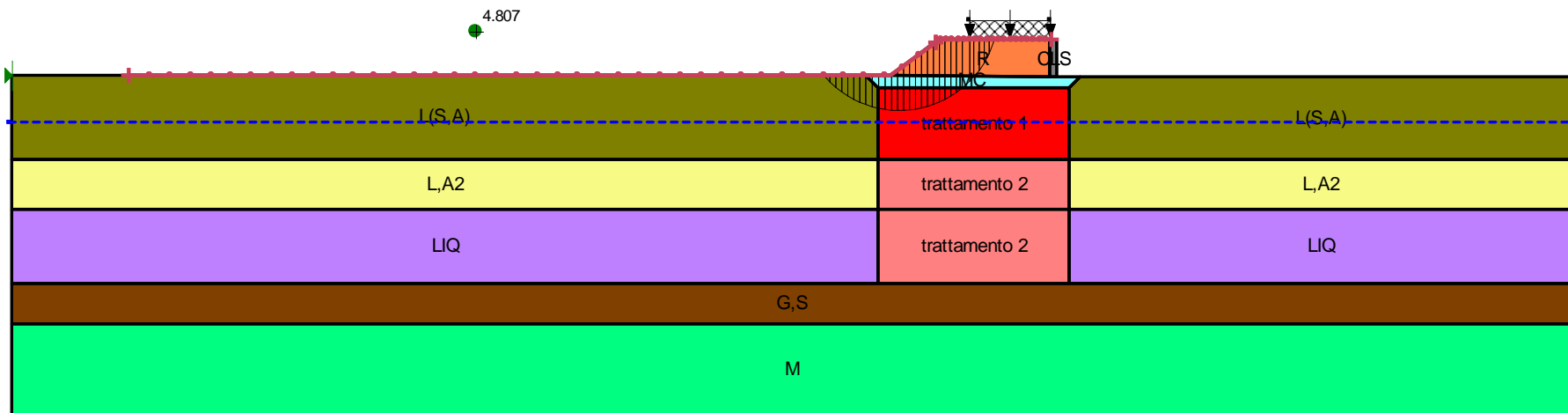


Figura 14: Rilevato H=3.4 m, sez. 8 di IV03 - Analisi di stabilità globale in campo sismico - condizioni post-sismiche con strato in misto cementato

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA - CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PM SAN GIOVANNI TEATINO- CHIETI PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI IV03</b>	COMMESSA IA4S	LOTTO 02D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0006 004	REV. A

## 10. SEZIONE DI CALCOLO n. 31 – IV03

### 10.1 Verifiche SLE – Valutazione dei cedimenti

Come anticipato nei paragrafi precedenti il rilevato alla sezione n. 31 di IV03, con un'altezza massima di progetto pari a 4.5 m, è il più adatto per condurre le verifiche dei cedimenti attesi nel corso della vita utile dell'opera.

Per la stratigrafia e i parametri geotecnici di calcolo si rimanda alle Tabella 10 e Tabella 11 della presente relazione.

Anche nel caso delle Verifiche SLE per la valutazione dei cedimenti, il modello di calcolo del terreno tiene conto della presenza del trattamento di colonne di ghiaia al di sotto del rilevato oggetto di analisi, che migliora le caratteristiche meccaniche del materiale suscettibile a liquefazione. Le caratteristiche di resistenza e di deformabilità equivalenti del terreno trattato sono riportate nei paragrafi precedenti.

#### 10.1.1 Verifiche SLE – Valutazione dei cedimenti con trattamento

##### 10.1.1.1 Modello e fasi di calcolo

Il modello utilizzato per questa analisi è mostrato nella Figura 15. Si tratta di un modello bi-dimensionale in cui è mostrato il rilevato in sezione, con la propria geometria ed i sovraccarichi, oltre alla presenza degli interventi colonnari di consolidamento e dello strato di misto cementato con spessore di circa 1 m al di sotto della base del rilevato.

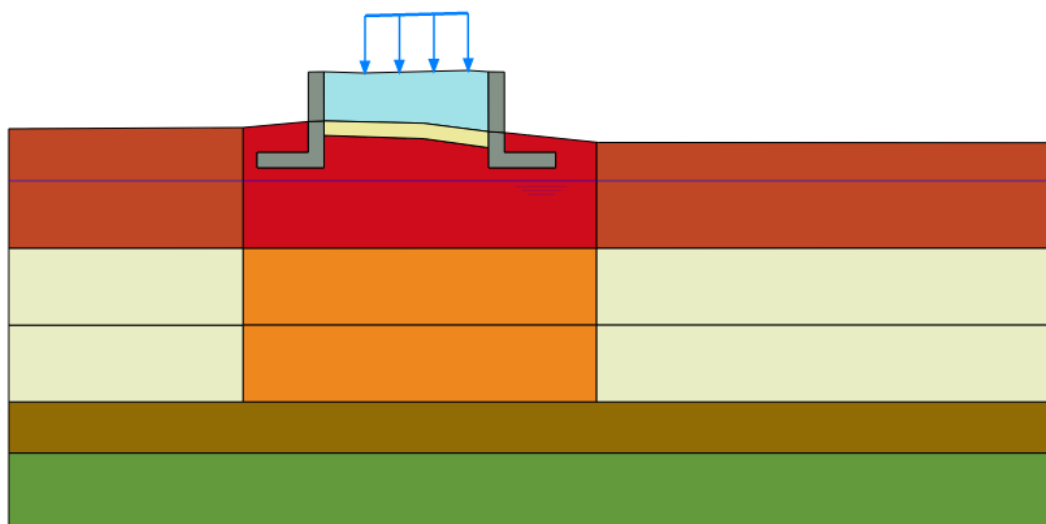


Figura 15:Modello rilevato Sez. 31 di IV03 – con interventi

Le fasi di calcolo simulate sono le seguenti (il modello di calcolo per ciascuna fase è riportato in ALLEGATO b - RISULTATI ANALISI PLAXIS SEZ. 31 CON INTERVENTI)

- Generazione dello stato tensionale iniziale con piano campagna attuale;
- Costruzione del rilevato esistente, esecuzione dello strato di pavimentazione stradale (durata 1 anno);
- Consolidazione del terreno di fondazione (durata 50 anni);
- Demolizione del rilevato esistente (durata 30 gg);
- Trattamento (durata 30 gg)
- Costruzione del nuovo rilevato stradale (durata 300 gg);
- Entrata in esercizio del cavalcavia IV03 e consolidazione del terreno di fondazione (durata totale 1 anno);
- Consolidazione del terreno di fondazione fino a 100 anni dalla fine della costruzione del rilevato stradale.

I risultati ottenuti sono mostrati e commentati al successivo punto 10.1.1.2.

### 10.1.1.2 Risultati

Nelle figure seguenti sono riportati i risultati ottenuti per il rilevato in oggetto in presenza di trattamenti in Deep Mixing in termini di spostamenti verticali  $u_y$  al termine delle seguenti fasi:

- Al termine delle fasi di costruzione del nuovo rilevato stradale;
- Dopo 100 anni dalla fine della costruzione del nuovo rilevato stradale.

I punti di monitoraggio selezionati per il calcolo degli spostamenti verticali nelle singole fasi e per valutare l'andamento dei cedimenti nel tempo sono riportati in

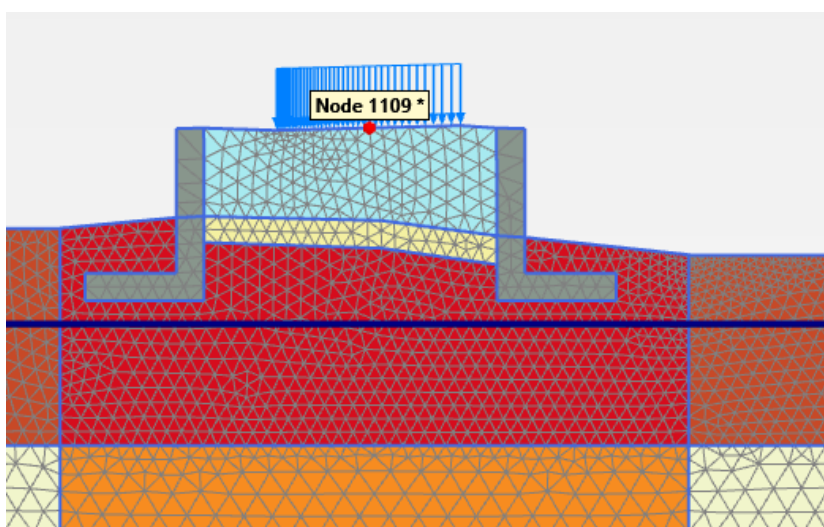


Figura 16: Rilevato Sez. 31 di IV03 con interventi – Punti di interesse per calcolo spostamenti verticali

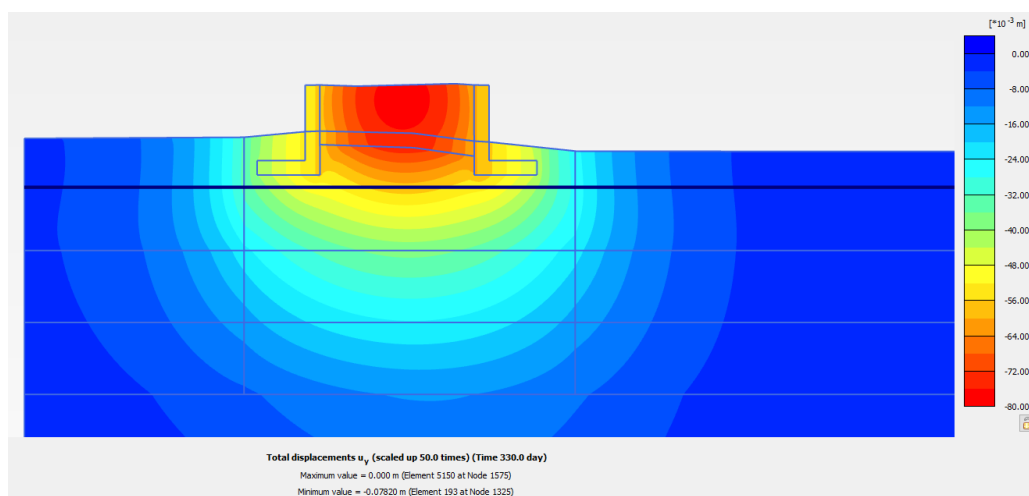


Figura 17: Rilevato Sez. 31 di IV03 con interventi – Spostamenti verticali alla fine della costruzione del rilevato

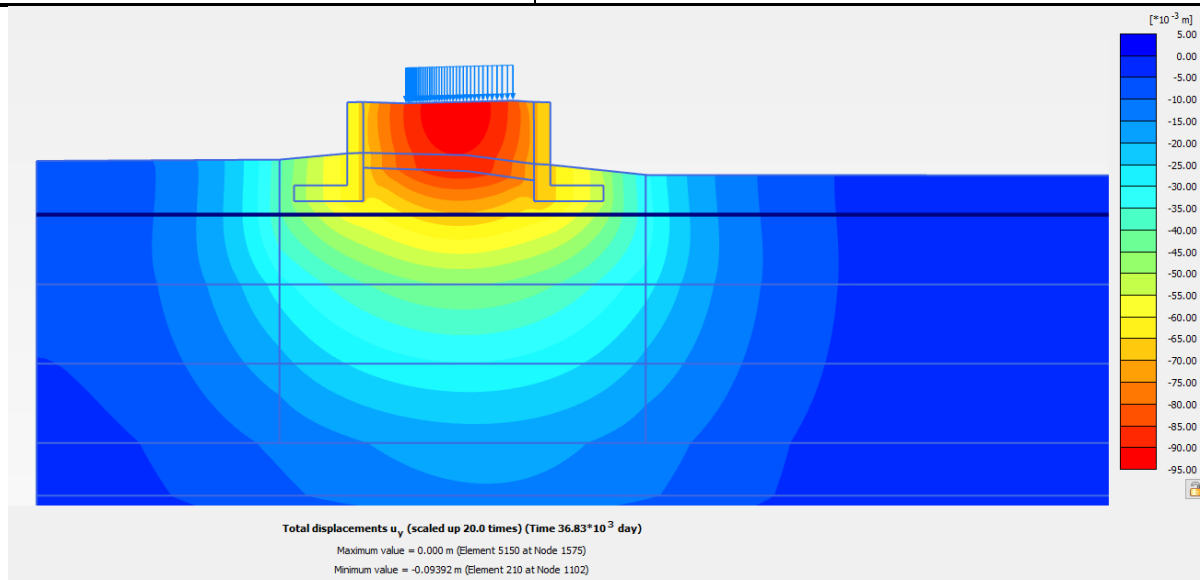


Figura 18: Rilevato Sez. 31 di IV03 con interventi – Spostamenti verticali dopo 100 anni dalla fine della costruzione del rilevato

In Figura 19 viene riportato l'andamento nel tempo dello spostamento verticale di un punto posizionato in sommità al rilevato in corrispondenza dell'asse stradale, in presenza di trattamenti, prendendo in considerazione un arco temporale superato il quale non si osserva una ulteriore evoluzione degli spostamenti verticali nel tempo.

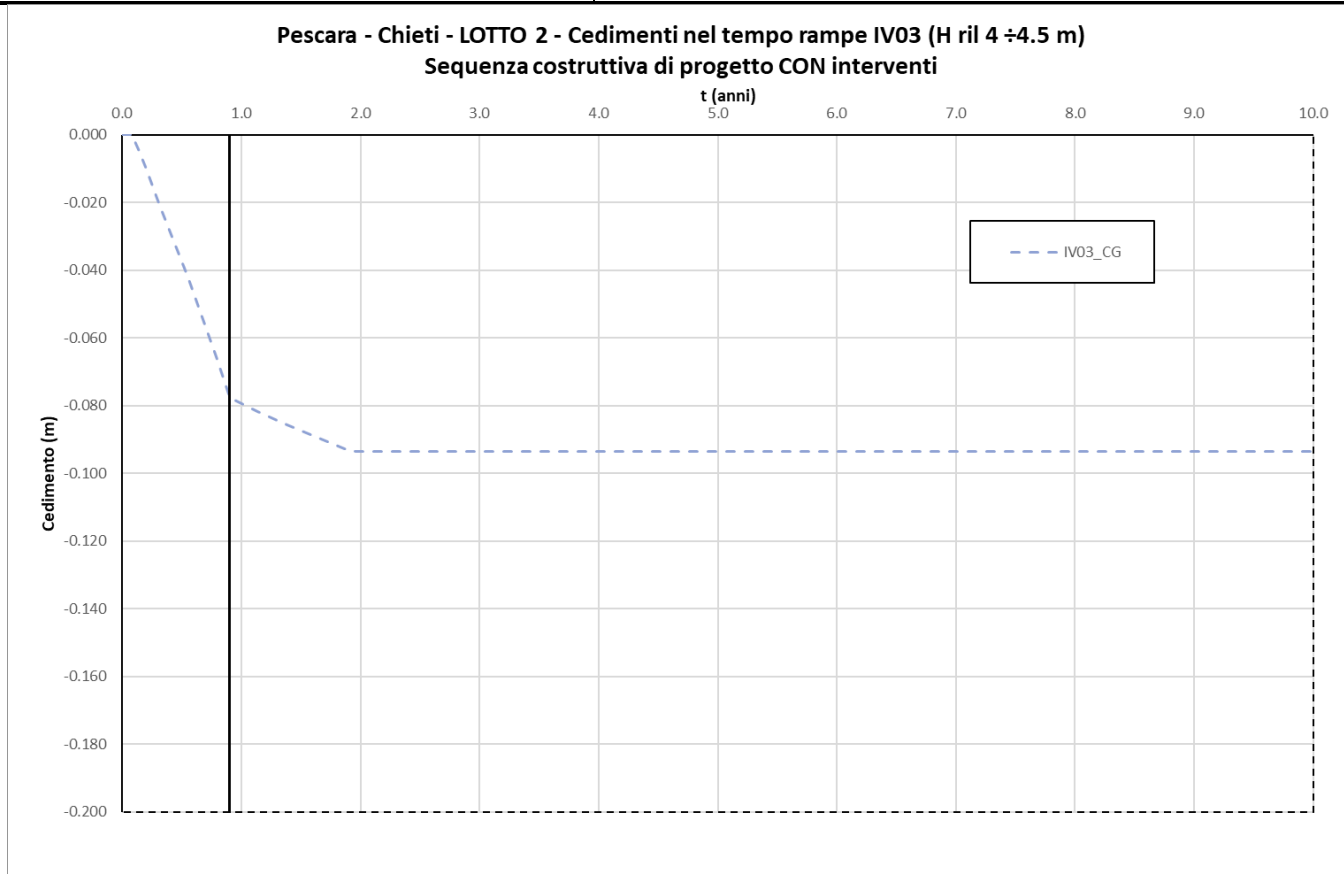



Figura 19: Rilevato Sez. 31 di IV03 con interventi – Spostamenti verticali nel tempo in sommità al rilevato

I cedimenti assoluti attesi a fine costruzione del nuovo rilevato stradale con la presenza del trattamento e quelli calcolati dopo 100 anni sono rispettivamente pari a 7.7 e 9.3 cm con uno spostamento verticale residuo pari a 1.6 cm.

In accordo a quanto riportato nei Doc. Rif [9][11] e richiamato al punto 3.2.2 i cedimenti residui attesi dal completamento della nuova opera di viabilità stradale risultano inferiori ai limiti imposti, confermando l'efficacia dell'intervento di consolidamento nel terreno di fondazione.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.          RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA          - CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PM SAN GIOVANNI TEATINO-          CHIETI          PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI IV03</b>	COMMESSA IA4S	LOTTO 02D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0006 004	REV. A

## **11. INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO PER LE FONDAZIONI DI SCATOLARI E SPALLE**

### **11.1 Premessa**

Alla luce dei risultati delle verifiche a liquefazione e del fatto che per i tratti in rilevato si è reso necessario un intervento di trattamento del terreno di fondazione al fine di ridurre i cedimenti, anche per i tratti su scatolari e per le spalle dell'attraversamento, si è considerato necessario prevedere un intervento analogo, finalizzato non solo ad escludere la potenziale liquefazione ed i relativi cedimenti attesi post-sisma ma anche ad omogeneizzare il comportamento deformativo del cavalcaferrovia nel suo insieme lungo la vita dell'opera.

Il presente capitolo è dedicato alla definizione degli interventi di consolidamento per le fondazioni dei tratti su scatolari e sulle spalle su pali. Per tutte le verifiche relative a tali fondazioni si rimanda agli elaborati specifici ad esse dedicati.

### **11.2 Stratigrafia e parametri geotecnici di calcolo**

Come anticipato al precedente Cap. 8, per la stratigrafia ed i valori dei parametri geotecnici caratteristici e di progetto da adottarsi per le valutazioni relative alla necessità di interventi di consolidamento per le fondazioni dei tratti su scatolari e per i pali delle spalle, si rimanda alle precedenti Tabella 10 e Tabella 11.

### **11.3 Intervento per le fondazioni degli scatolari – Dimensionamento colonne ghiaia**

Per il terreno di fondazione al di sotto degli elementi scatolari che costituiscono l'opera IV03, verrà quindi realizzato un intervento di trattamento con colonne di ghiaia. Il trattamento presenta le medesime caratteristiche di quello definito per i rilevati di approccio agli scatolari e riportate al precedente par. 9.1.1.

### **11.4 Intervento per le fondazioni del viadotto – Dimensionamento Deep mixing**

Per le fondazioni dei viadotti ferroviario e stradale, laddove l'intervento deve essere mirato esclusivamente ad escludere la potenziale liquefazione, si è deciso di adottare un trattamento colonnare in Deep Mixing. La procedura seguita nel dimensionamento di questo intervento è descritta al precedente punto 7.1.2. In particolare il dimensionamento viene eseguito verificando

che le colonne di terreno sottoposto a trattamento dispongano di una resistenza al taglio superiore alla massima tensione tangenziale nello strato liquefacibile.

Pertanto, le colonne di terreno sottoposto a trattamento devono disporre di una resistenza al taglio tale da soddisfare la relazione:

$$\frac{R_{tr,d}}{E_{d,max}} = \frac{\tau_{tr} A}{\tau_{max} A} = FS \geq 1.25$$

Nel caso in esame la tensione tangenziale di picco massima alla profondità media dello strato liquefacibile risulta pari a :

$$\tau_{max} = 74.2 \text{ kPa.}$$

Tale valore è ottenuto considerando per una magnitudo M pari a 6.0 un coefficiente C<sub>m</sub> pari a 1.32.

Nell'ipotesi di trattare il terreno con un dosaggio di cemento predefinito pari a 150 kg/m<sup>3</sup>, in accordo alle correlazioni suggerite da Taki et al. (1991) riportate nel par. 7.1.2, si valuta la resistenza a compressione non confinata delle colonne q<sub>u</sub> = 7.5 kg/cm<sup>2</sup> e in accordo a Saitoh et al. (1980) come descritto nel par. 7.1.2 la corrispondente resistenza al taglio τ<sub>tr</sub> = 322.62 kPa.

Con un'area trattata pari al 34% dell'area totale, corrispondente cioè ad un trattamento di colonne in Deep Mixing del diametro φ600 disposte per setti secondo una cella quadrata di lato pari a 2.4 m, il FS risulta pari a 1.47, dunque il trattamento risulta **efficace per la mitigazione del rischio liquefazione.**

Per la stima del comportamento in esercizio e agli SLU delle opere di fondazione del viadotto, per cui si rimanda alle specifiche relazioni di calcolo dedicate, sono state definite caratteristiche meccaniche equivalenti per il materiale trattato, proporzionali alla quantità di trattamento.

Nello specifico la coesione della colonna è stata valutata a partire dal valore di resistenza a compressione non confinata della colonna q<sub>u</sub> (pari a 750 kPa). Tale valore proviene dal grafico di Taki et al. (1991) relativo a valori di prove di laboratorio. Ipotizzando una riduzione di tale valore per tenere conto della effettiva resistenza disponibile in sito rispetto a quanto ottenuto da campioncini provati in laboratorio, si può pensare di avere a disposizione una q<sub>u\_sito</sub> pari a 250 kPa, da cui si ottiene una coesione pari a c = q<sub>u\_sito</sub> / 2 = 125 kPa da attribuire al trattamento.





VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.  
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA  
- CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PM SAN GIOVANNI TEATINO-  
CHIETI  
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA


RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI IV03

COMMESSA IA4S	LOTTO 02D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0006 004	REV. A	FOGLIO 65 di 104
------------------	----------------	----------------	-------------------------	-----------	---------------------

Adottando questo valore è stata definita una coesione equivalente da assegnare nel modello al materiale G,S trattato pari a:

$$C_{eq} = 0.34 C_{DM} + 0,66 C_{L,A2} = 42.5 \text{ kPa}$$

mentre l'angolo di attrito interno,  $\phi$ , resta il medesimo del materiale L,A2.

	<b>VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA – PESCARA. RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA – CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PM SAN GIOVANNI TEATINO- CHIETI PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA</b>					
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI IV03</b>	COMMESSA IA4S	LOTTO 02D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0006 004	REV. A

## 12. CONSIDERAZIONI FINALI SUI RILEVATI DI IV03

Relativamente all'opera di viabilità stradale IV03 alla progressiva 9+535 del tracciato ferroviario sono state svolte sia verifiche di stabilità globale sia verifiche di cedimenti attesi del rilevato rispettivamente alle sezioni n.8 e n. 31 dell'opera. Tali verifiche derivano dalle seguenti considerazioni:

- La sede stradale del Cavalcaferrovia IV03 si sviluppa in parte in rilevato, in parte su scatolari mentre i due attraversamenti, ferroviario e stradale, si sviluppano in viadotto spalla – spalla, costituite da muri fondati su pali. Per quanto riguarda i rilevati, trattandosi di rilevati di approccio alle tratte su scatolare, le altezze sono variabili da zero a circa 4.5 m.
- Vista l'altezza significativa del rilevato si è deciso di verificare se la stima di cedimenti attesi fosse compatibile con la funzionalità dell'opera durante la vita utile. Parallelamente si sono verificate anche le condizioni di stabilità del rilevato medesimo tenendo anche conto della presenza di materiale potenzialmente liquefacibile in questa zona.
- In aggiunta, visti i risultati delle verifiche a liquefazione si è valutata anche la necessità di interventi di trattamento non solo al di sotto delle porzioni in rilevato ma anche per i tratti su scatolari e su spalle.

La stima di cedimenti attesi post-sisma in condizioni di liquefazione ha condotto all'esigenza di prevedere degli interventi di consolidamento, a prescindere dai risultati delle verifiche di stabilità globale, allo scopo di mitigare il rischio di liquefazione nella tratta di interesse e gli effetti post-sisma che potrebbero compromettere la funzionalità dell'opera.

Gli interventi che si prevede di realizzare sono i medesimi per i tratti in rilevato e per gli scatolari e si tratta di colonne di ghiaia, di diametro pari a 800 mm, disposte secondo una maglia quadrata di lato pari a 1.9 m, con lunghezza delle colonne variabile tra i 15 e i 25 m in funzione della quota del piano d'imposta degli scatolari. Alla base del rilevato si prevede, inoltre, uno strato di imbasamento in misto cementato (cemento al 10%) di spessore di circa 1 m caratterizzato da una  $C_u=250$  kPa e un Modulo elastico operativo pari a 50 Mpa, per assicurare la stabilità globale del sistema in condizioni co-sismiche.

Per quanto riguarda invece i tratti di attraversamento ferroviario e stradale, che hanno spalle su pali, si prevede di realizzare un intervento di colonne accostate in Deep Mixing, di diametro 600 mm, secondo una struttura a setti di forma quadrata di lato 2.4 m, con lunghezza delle colonne variabile a seconda delle diverse opere/fondazioni da 18 a 20 m. L'effetto del trattamento colonnare d'altra parte modifica le caratteristiche di resistenza al taglio del materiale potenzialmente liquefacibile che in questo modo non lo è più, garantendo la mitigazione del rischio liquefazione. La sintesi degli interventi è riassunta in Tabella 12 e Tabella 13

*Tabella 12: Sintesi caratteristiche trattamenti colonne di ghiaia*

Tratto	Trattamento	Colonne ghiaia							
		$\varphi_{CG}$	Maglia	D Colonne	L <sub>Colonne</sub>	ACG/A	$\varphi_{eq}$	C <sub>eq</sub>	E <sub>eq</sub>
	<b>CG</b>	[°]	Lato in [m]	[mm]	[m]	[-]	[°]	[kPa]	[MPa]
Rilevati	SI	40	<b>Quadrata L=1.9</b>	800	20-25	14%	31	0	18.2
Scatolari	SI	40	<b>Quadrata L=1.9</b>	800	15 - 20	14%	31	0	18.2

*Tabella 13: Sintesi caratteristiche trattamenti Deep mixing*

Tratto	Trattamento	Deep mixing							
		Cemento	Maglia	D Colonne	L <sub>Colonne</sub>	A <sub>DM/A</sub>	$\varphi_{eq}$	C <sub>eq</sub>	E <sub>eq</sub>
	<b>DM</b>	[kg/m <sup>3</sup> ]	Lato in [m]	[mm]	[m]	[-]	[°]	[kPa]	[MPa]
Viadotto ferroviario	SI	150	<b>Setti L=2.4</b>	600	18	34%	27	42.5	17.5
Viadotto stradale	SI	150	<b>Setti L=2.4</b>	600	20	34%	27	42.5	17.5



VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.  
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA  
- CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PM SAN GIOVANNI TEATINO-  
CHIETI  
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA

RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI IV03

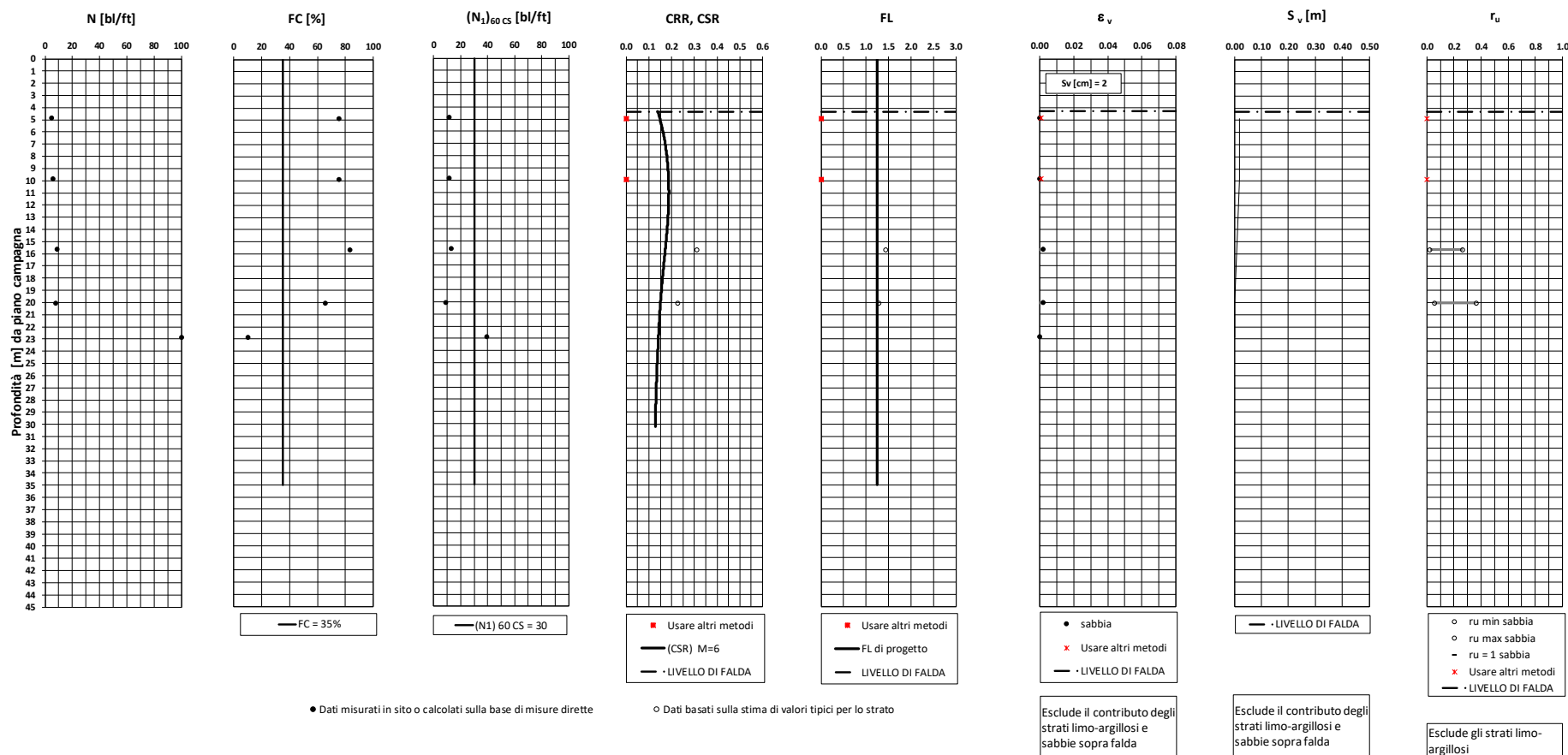
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
IA4S	02D29	CL	GE0006 004	A	68 di 104

**ALLEGATO A - RISULTATI VERIFICHE A LIQUEFAZIONE SEZ. 31 CON INTERVENTI**

**Chieti - Velocizzazione della linea Roma-Pescara – Raddoppio ferroviario tratta Pescara Porta Nuova – Chieti (Lotto 2) - Prova S15**

Amax\_calc /g = 0.22 M\_calc = 6 Approccio NCEER 1996 - 1998 - 2001 MSF = 2,2

Sezione n. 8 di IV03





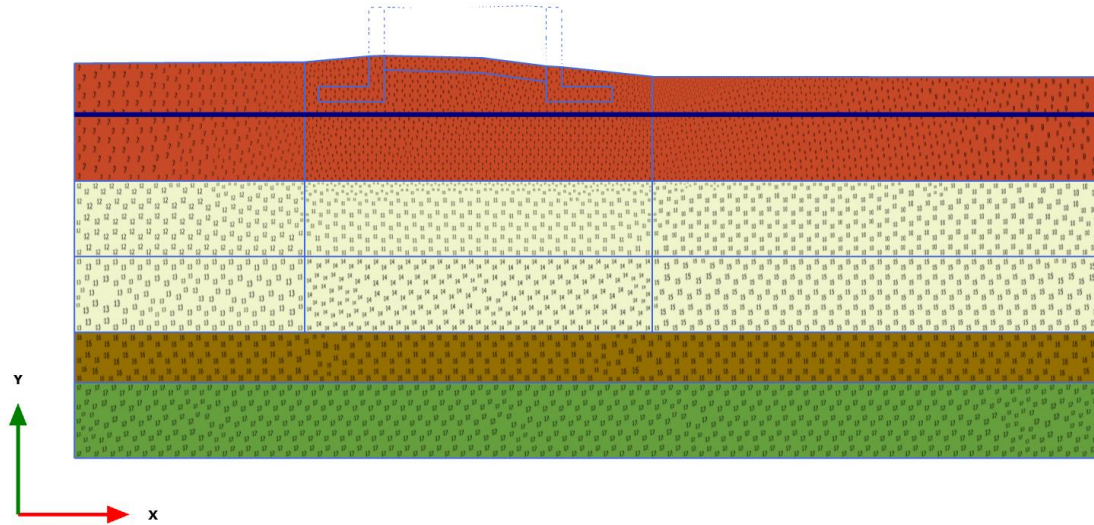
VELOCIZZAZIONE DELLA LINEA ROMA - PESCARA.  
RADDOPPIO FERROVIARIO TRATTA PESCARA PORTA NUOVA  
- CHIETI. LOTTO 2: TRATTA PM SAN GIOVANNI TEATINO-  
CHIETI  
PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ECONOMICA

RELAZIONE DI CALCOLO RILEVATI IV03

COMMESSA IA4S	LOTTO 02D29	CODIFICA CL	DOCUMENTO GE0006 004	REV. A	FOGLIO 70 di 104
------------------	----------------	----------------	-------------------------	-----------	---------------------

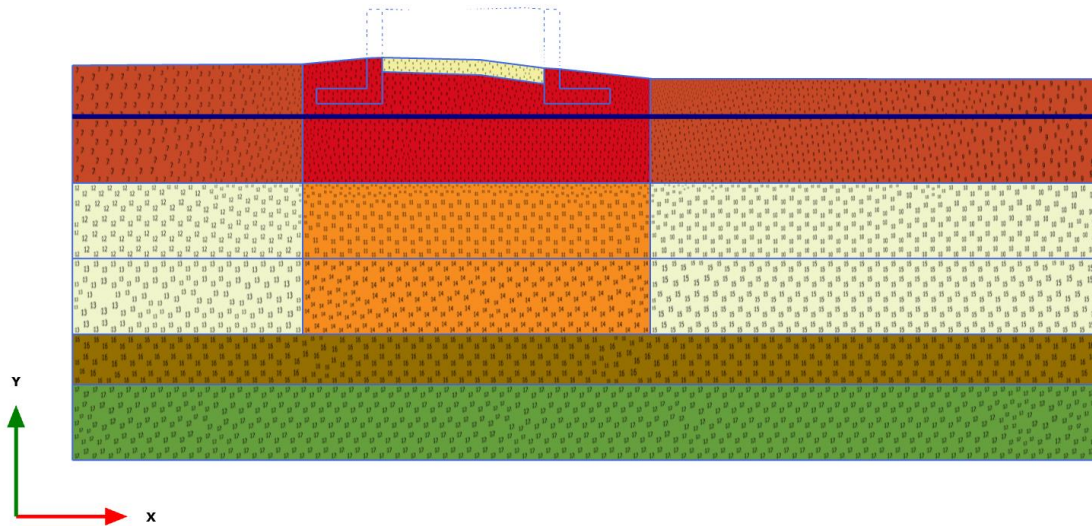
**ALLEGATO B - RISULTATI ANALISI PLAXIS SEZ. 31 CON INTERVENTI**

### 1.1.1.1 Calculation results, Initial phase [InitialPhase] (0/0), Connectivity plot



Connectivity plot

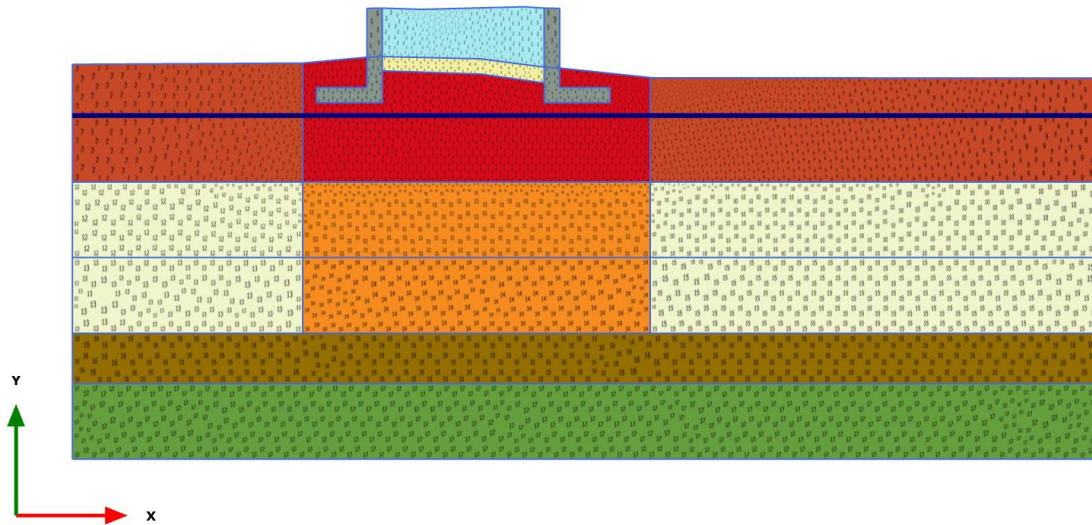
### 1.1.1.2 Calculation results, Trattamento [Phase\_5] (5/14), Connectivity plot



Connectivity plot

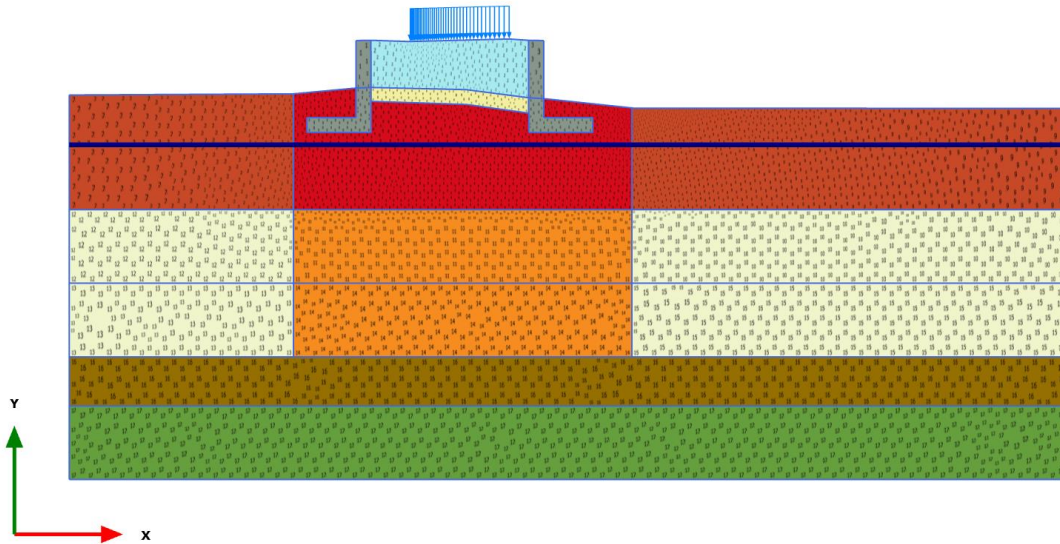


### 1.1.1.3 Calculation results, rilevato nuovo [Phase\_6] (6/25), Connectivity plot



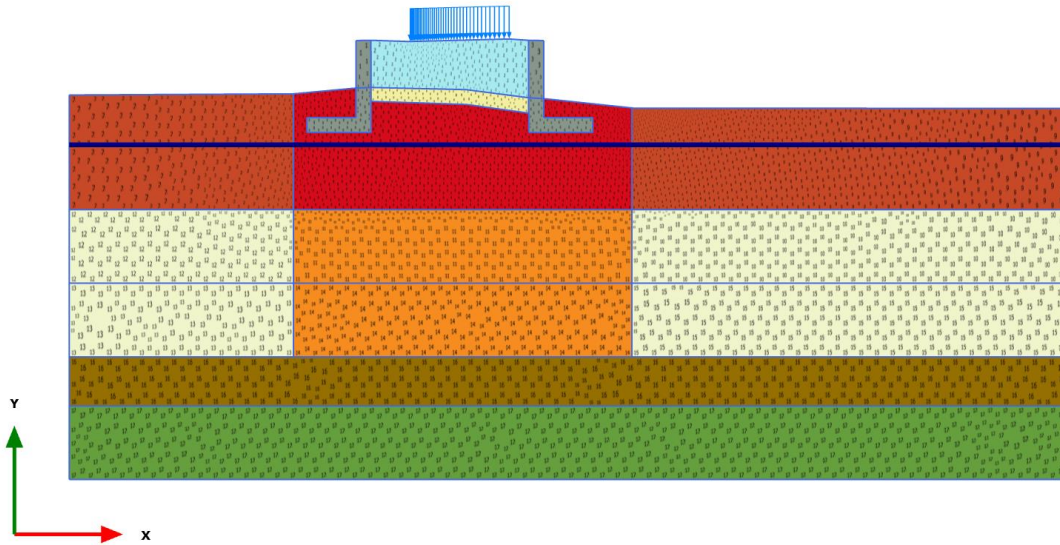
Connectivity plot

### 1.1.1.4 Calculation results, consolidazione 1 anno [Phase\_4] (4/35), Connectivity plot



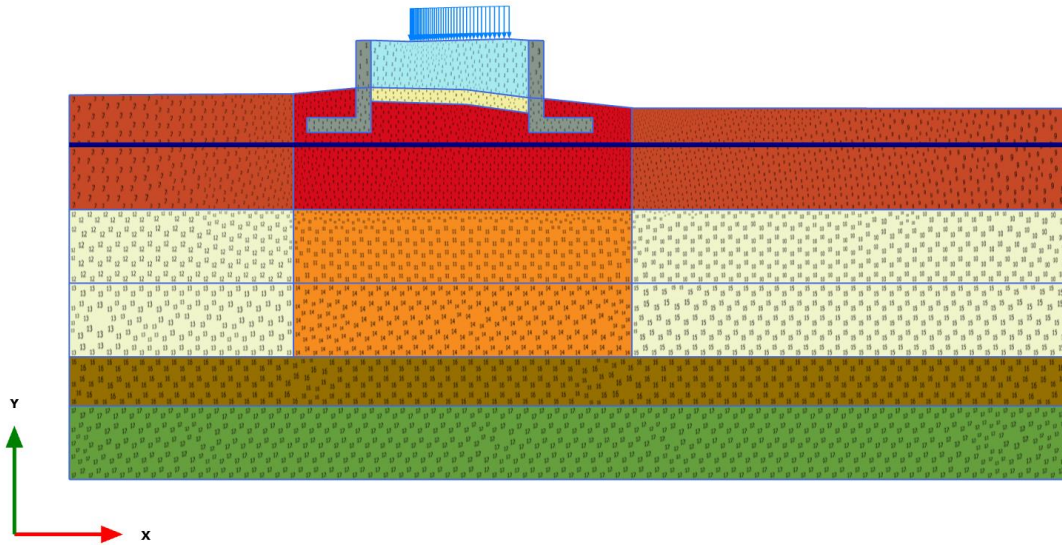
Connectivity plot

### 1.1.1.5 Calculation results, consolidazione 2 anni [Phase\_7] (7/45), Connectivity plot



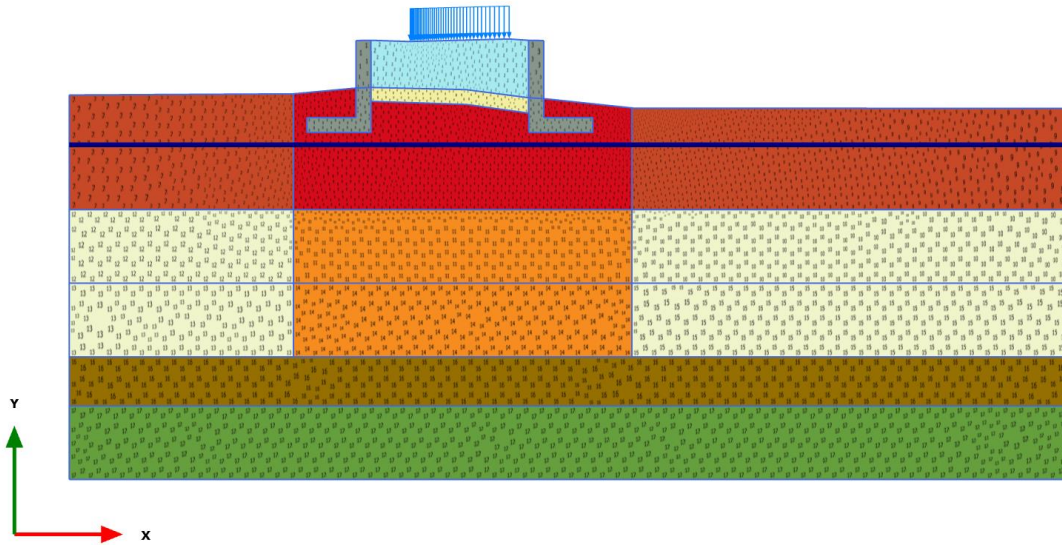
Connectivity plot

### 1.1.1.6 Calculation results, consolidazione 10 anni [Phase\_8] (8/57), Connectivity plot



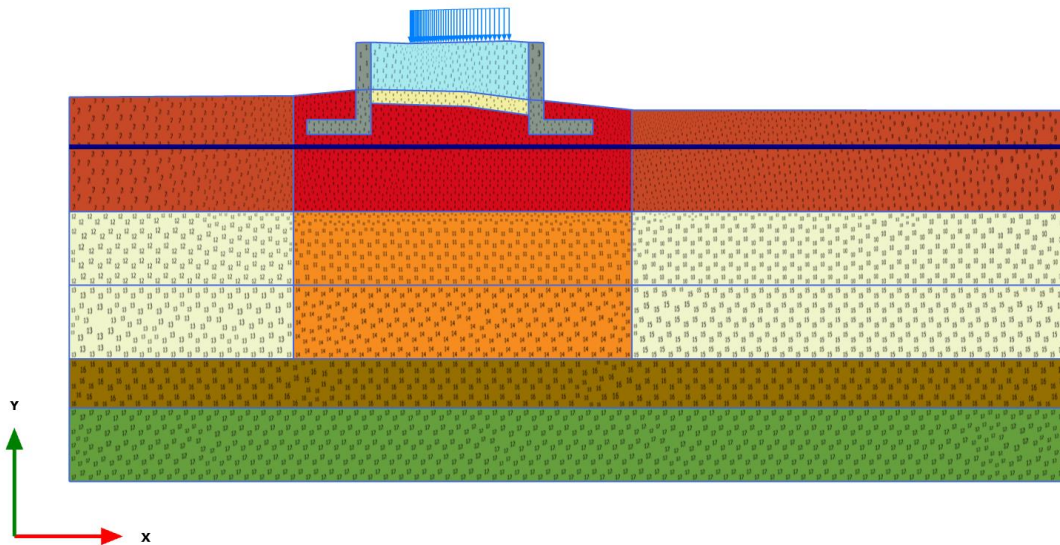
Connectivity plot

### 1.1.1.7 Calculation results, consolidazione 50 anni [Phase\_9] (9/69), Connectivity plot








Connectivity plot

### 1.1.1.8 Calculation results, consolidazione 100 anni [Phase\_10] (10/81), Connectivity plot



Connectivity plot






#### 1.1.1.1.1 Materials - Soil and interfaces - Soft soil

Identification		L,A2	A,L2	L,A1	M	A,L1 NEW
Identification number		1	2	3	5	11
Drainage type		Undrained (A)	Undrained (A)	Undrained (A)	Undrained (A)	Undrained (A)
Colour						
Comments						
γ <sub>unsat</sub>	kN/m <sup>3</sup>	19.00	17.50	18.50	21.00	18.00
γ <sub>sat</sub>	kN/m <sup>3</sup>	19.00	17.50	18.50	21.00	18.00
Dilatancy cut-off		No	No	No	No	No
e <sub>init</sub>		0.8500	1.000	1.000	0.5500	0.8000
e <sub>min</sub>		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
e <sub>max</sub>		999.0	999.0	999.0	999.0	999.0
Rayleigh α		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rayleigh β		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
λ* (lambda*)		0.06580	0.06087	0.08043	0.04348	0.06522
κ* (kappa*)		0.01457	0.01478	0.03478	0.01459	8.696E-3
Use alternatives		No	No	No	No	No
C <sub>c</sub>		0.2800	0.2800	0.3700	0.1550	0.2700
C <sub>s</sub>		0.03100	0.03400	0.08000	0.02600	0.01800

Identification		L,A2	A,L2	L,A1	M	A,L1 NEW
e <sub>init</sub>		0.8500	1.000	1.000	0.5500	0.8000
c <sub>ref</sub>	kN/m <sup>2</sup>	0.000	5.000	12.00	20.00	10.00
φ (phi)	°	27.00	20.50	23.50	26.00	22.00
ψ (psi)	°	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Set to default values		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
v <sub>ur</sub>		0.1500	0.1500	0.1500	0.1500	0.1500
K <sub>0</sub> <sup>nc</sup>		0.5460	0.6498	0.6013	0.5616	0.6254
M		1.440	1.146	1.165	1.333	1.264
Undrained behaviour		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Skempton-B		0.9890	0.9890	0.9890	0.9890	0.9890
v <sub>u</sub>		0.4950	0.4950	0.4950	0.4950	0.4950
K <sub>w,ref</sub> / n	kN/m <sup>2</sup>	617.7E3	608.8E3	258.7E3	617.0E3	1.035E6
Tension cut-off		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
Tensile strength	kN/m <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Strength		Manual	Manual	Manual	Manual	Manual
R <sub>inter</sub>		0.6600	0.6600	0.6600	0.6600	0.6600
Consider gap closure		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
δ <sub>inter</sub>		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross permeability		Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable



Identification		L,A2	A,L2	L,A1	M	A,L1 NEW
Drainage conductivity, dk	m <sup>3</sup> /day/m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
K <sub>0</sub> determination		Automatic	Automatic	Automatic	Automatic	Automatic
K <sub>0,x</sub> = K <sub>0,z</sub>		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
K <sub>0,x</sub>		0.6199	0.9338	0.6437	0.5809	1.164
K <sub>0,z</sub>		0.6199	0.9338	0.6437	0.5809	1.164
OCR		1.200	1.600	1.100	1.050	2.200
POP	kN/m <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Data set		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Type		Fine	Fine	Fine	Fine	Coarse
< 2 μm	%	46.00	46.00	46.00	46.00	10.00
2 μm - 50 μm	%	26.00	26.00	26.00	26.00	13.00
50 μm - 2 mm	%	28.00	28.00	28.00	28.00	77.00
Use defaults		None	None	None	None	None
k <sub>x</sub>	m/day	0.08640	0.08640E-3	8.640E-3	0.08640E-3	0.08640E-3
k <sub>y</sub>	m/day	0.08640	8.640E-6	8.640E-3	0.08640E-3	8.640E-6
-Ψ <sub>unsat</sub>	m	10.00E3	10.00E3	10.00E3	10.00E3	10.00E3
e <sub>init</sub>		0.8500	1.000	1.000	0.5500	0.8000
S <sub>s</sub>	1/m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
C <sub>k</sub>		1000E12	1000E12	1000E12	1000E12	1000E12





Identification		G,S	supercompattato	rilevato	sub-ballast	BONIFICO
Identification number		4	6	7	8	12
Drainage type		Drained	Drained	Drained	Drained	Undrained (C)
Colour						
Comments						
$\gamma_{unsat}$	kN/m <sup>3</sup>	19.00	20.00	19.00	20.00	24.00
$\gamma_{sat}$	kN/m <sup>3</sup>	19.00	20.00	19.00	20.00	24.00
Dilatancy cut-off		No	No	No	No	No
$\epsilon_{init}$		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
$\epsilon_{min}$		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
$\epsilon_{max}$		999.0	999.0	999.0	999.0	999.0
Rayleigh $\alpha$		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Rayleigh $\beta$		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
E	kN/m <sup>2</sup>	50.00E3	60.00E3	30.00E3	400.0E3	50.00E3
$\nu$ (nu)		0.2000	0.3000	0.3000	0.3000	0.4950
G	kN/m <sup>2</sup>	20.83E3	23.08E3	11.54E3	153.8E3	16.72E3
$E_{oed}$	kN/m <sup>2</sup>	55.56E3	80.77E3	40.38E3	538.5E3	1.689E6

### 1.1.1.1.2.1 Materials - Soil and interfaces - Mohr-Coulomb (1/2)

Identification		G,S	supercompattato	rilevato	sub-ballast	BONIFICO
C <sub>ref</sub>	kN/m <sup>2</sup>	0.000	0.000	10.00	600.0	250.0
φ (phi)	°	36.00	42.00	38.00	38.00	0.000
ψ (psi)	°	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
V <sub>s</sub>	m/s	103.7	106.4	77.18	274.7	82.68
V <sub>p</sub>	m/s	169.4	199.0	144.4	513.9	830.9
Set to default values		Yes	Yes	Yes	Yes	No
E <sub>inc</sub>	kN/m <sup>2</sup> /m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
γ <sub>ref</sub>	m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
C <sub>inc</sub>	kN/m <sup>2</sup> /m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
γ <sub>ref</sub>	m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Tension cut-off		Yes	Yes	Yes	Yes	No
Tensile strength	kN/m <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000	10.00E6
Undrained behaviour		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Skempton-B		0.9866	0.9783	0.9783	0.9783	0.000
v <sub>u</sub>		0.4950	0.4950	0.4950	0.4950	0.4950
K <sub>w,ref</sub> / n	kN/m <sup>2</sup>	2.049E6	2.250E6	1.125E6	15.00E6	0.000
C <sub>v,ref</sub>	m <sup>2</sup> /day	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Strength		Manual	Manual	Manual	Manual	Manual
R <sub>inter</sub>		0.6600	0.1000	0.6600	0.1000	0.6600

Identification		G,S	supercompattato	rilevato	sub-ballast	BONIFICO
Consider gap closure		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
$\bar{\sigma}_{inter}$		0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Cross permeability		Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable
Drainage conductivity, dk	m <sup>3</sup> /day/m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
K <sub>0</sub> determination		Automatic	Automatic	Automatic	Automatic	Automatic
K <sub>0,x</sub> = K <sub>0,z</sub>		Yes	Yes	Yes	Yes	Yes
K <sub>0,x</sub>		0.4122	0.3309	0.3843	0.3843	0.5000
K <sub>0,z</sub>		0.4122	0.3309	0.3843	0.3843	0.5000
OCR		1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
POP	kN/m <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Data set		Standard	Standard	Standard	Standard	Standard
Type		Coarse	Medium fine	Medium	Coarse	Coarse
< 2 μm	%	10.00	19.00	19.00	10.00	10.00
2 μm - 50 μm	%	13.00	74.00	41.00	13.00	13.00
50 μm - 2 mm	%	77.00	7.000	40.00	77.00	77.00
Use defaults		None	None	From data set	None	None
k <sub>x</sub>	m/day	8.640	0.08640E-3	0.1206	0.08640E-3	0.000
k <sub>y</sub>	m/day	8.640	0.08640E-3	0.1206	0.08640E-3	0.000
-Ψ <sub>unsat</sub>	m	10.00E3	10.00E3	10.00E3	10.00E3	10.00E3

Identification	G,S	supercompattato	rilevato	sub-ballast	BONIFICO
E <sub>init</sub>	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
S <sub>s</sub> 1/m	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
C <sub>k</sub>	1000E12	1000E12	1000E12	1000E12	1000E12

Identification		Riporto antropico esistente	L(S,A)	trattamento 1	trattamento 2
Identification number		14	15	16	17
Drainage type		Drained	Drained	Drained	Drained
Colour					
Comments					
$\gamma_{unsat}$	kN/m <sup>3</sup>	19.00	20.00	20.00	19.00
$\gamma_{sat}$	kN/m <sup>3</sup>	19.00	20.00	20.00	19.00
Dilatancy cut-off		No	No	No	No
$e_{init}$		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000
$e_{min}$		0.000	0.000	0.000	0.000
$e_{max}$		999.0	999.0	999.0	999.0
Rayleigh $\alpha$		0.000	0.000	0.000	0.000
Rayleigh $\beta$		0.000	0.000	0.000	0.000
E	kN/m <sup>2</sup>	15.00E3	7000	12.70E3	18.20E3
$\nu$ (nu)		0.3000	0.2500	0.2500	0.2500
G	kN/m <sup>2</sup>	5769	2800	5080	7280
$E_{oed}$	kN/m <sup>2</sup>	20.19E3	8400	15.24E3	21.84E3




### 1.1.1.1.2.2 Materials - Soil and interfaces - Mohr-Coulomb (2/2)

Identification		Riporto antropico esistente	L(S,A)	trattamento 1	trattamento 2
C <sub>ref</sub>	kN/m <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
φ (phi)	°	34.00	28.00	33.80	31.00
ψ (psi)	°	0.000	0.000	0.000	0.000
V <sub>s</sub>	m/s	54.58	37.06	49.92	61.31
V <sub>p</sub>	m/s	102.1	64.19	86.46	106.2
Set to default values		Yes	Yes	Yes	Yes
E <sub>inc</sub>	kN/m <sup>2</sup> /m	0.000	0.000	0.000	0.000
γ <sub>ref</sub>	m	0.000	0.000	0.000	0.000
C <sub>inc</sub>	kN/m <sup>2</sup> /m	0.000	0.000	0.000	0.000
γ <sub>ref</sub>	m	0.000	0.000	0.000	0.000
Tension cut-off		Yes	Yes	Yes	Yes
Tensile strength	kN/m <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
Undrained behaviour		Standard	Standard	Standard	Standard
Skempton-B		0.9783	0.9833	0.9833	0.9833
v <sub>u</sub>		0.4950	0.4950	0.4950	0.4950
K <sub>w,ref</sub> / n	kN/m <sup>2</sup>	562.5E3	274.4E3	497.8E3	713.4E3
Strength		Manual	Manual	Manual	Manual
R <sub>inter</sub>		0.6600	0.6600	0.6600	0.6600
Consider gap closure		Yes	Yes	Yes	Yes

Identification		Riporto antropico esistente	L(S,A)	trattamento 1	trattamento 2
$\bar{\sigma}_{inter}$		0.000	0.000	0.000	0.000
Cross permeability		Impermeable	Impermeable	Impermeable	Impermeable
Drainage conductivity, dk	m <sup>3</sup> /day/m	0.000	0.000	0.000	0.000
K <sub>0</sub> determination		Automatic	Manual	Automatic	Automatic
K <sub>0,x</sub> = K <sub>0,z</sub>		Yes	Yes	Yes	Yes
K <sub>0,x</sub>		0.4408	0.6200	0.6880	0.4850
K <sub>0,z</sub>		0.4408	0.6200	0.6880	0.4850
OCR		1.000	1.000	2.200	1.000
POP	kN/m <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000
Data set		Standard	Standard	Standard	Standard
Type		Coarse	Coarse	Coarse	Coarse
< 2 μm	%	10.00	10.00	10.00	10.00
2 μm - 50 μm	%	13.00	13.00	13.00	13.00
50 μm - 2 mm	%	77.00	77.00	77.00	77.00
Use defaults		None	None	None	None
k <sub>x</sub>	m/day	0.8640	0.04320	0.8640	0.8640
k <sub>y</sub>	m/day	0.8640	0.04320	0.8640	0.8640
-Ψ <sub>unsat</sub>	m	10.00E3	10.00E3	10.00E3	10.00E3
e <sub>init</sub>		0.5000	0.5000	0.5000	0.5000



Identification		Riporto antropico esistente	L(S,A)	trattamento 1	trattamento 2
S <sub>s</sub>	1/m	0.000	0.000	0.000	0.000
C <sub>k</sub>		1000E12	1000E12	1000E12	1000E12

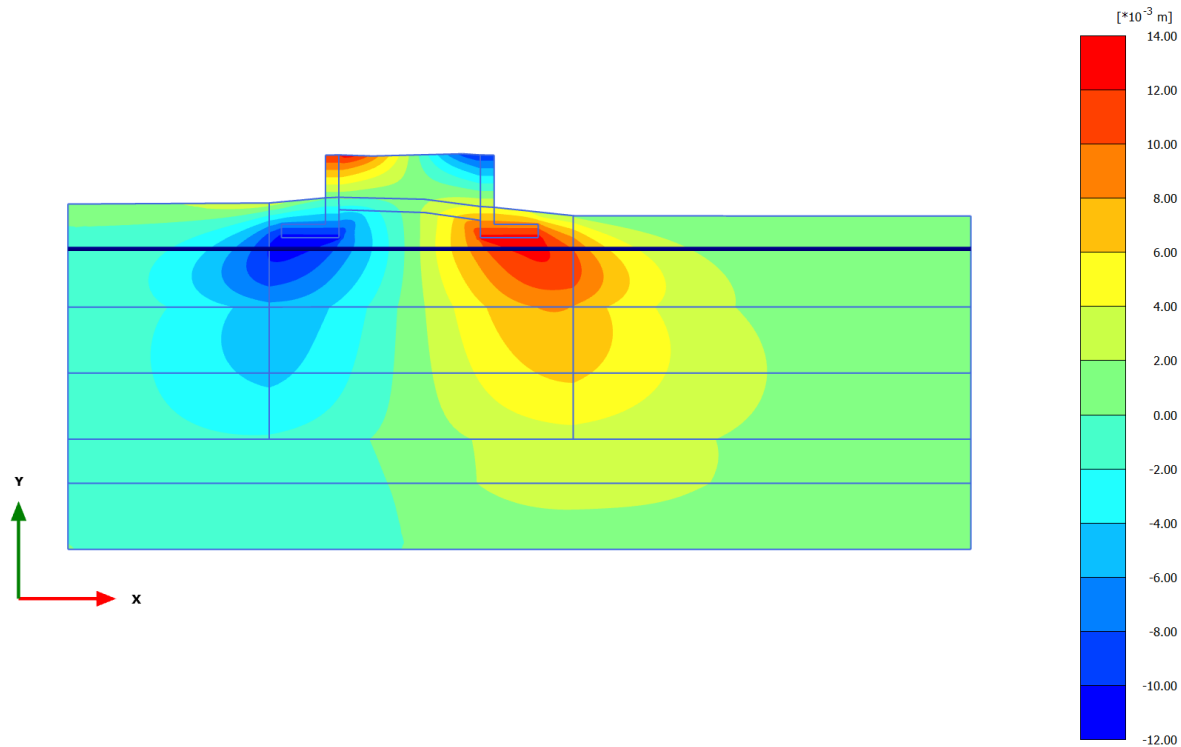
Identification		cls	Rilevato esistente	pali
Identification number		9	10	13
Drainage type		Non-porous	Drained	Non-porous
Colour				
Comments				
$\gamma_{unsat}$	kN/m <sup>3</sup>	25.00	19.00	25.00
$\gamma_{sat}$	kN/m <sup>3</sup>	25.00	19.00	25.00
Dilatancy cut-off		No	No	No
$e_{init}$		0.000	0.5000	0.000
$e_{min}$		0.000	0.000	0.000
$e_{max}$		999.0	999.0	999.0
Rayleigh $\alpha$		0.000	0.000	0.000
Rayleigh $\beta$		0.000	0.000	0.000
E	kN/m <sup>2</sup>	25.00E6	30.00E3	4.909E6
$\nu$ (nu)		0.1000	0.3000	0.1000
G	kN/m <sup>2</sup>	11.36E6	11.54E3	2.231E6
$E_{oed}$	kN/m <sup>2</sup>	25.57E6	40.38E3	5.020E6
$V_s$	m/s	2112	77.18	935.7

### 1.1.1.1.3 Materials - Soil and interfaces - Linear elastic

Identification		cls	Rilevato esistente	pali
V <sub>p</sub>	m/s	3167	144.4	1404
Set to default values		Yes	Yes	Yes
E <sub>inc</sub>	kN/m <sup>2</sup> /m	0.000	0.000	0.000
γ <sub>ref</sub>	m	0.000	0.000	0.000
Undrained behaviour		Standard	Standard	Standard
Skempton-B		0.9908	0.9783	0.9908
v <sub>u</sub>		0.4950	0.4950	0.4950
K <sub>w,ref</sub> / n	kN/m <sup>2</sup>	1.122E9	1.125E6	220.3E6
Strength		Manual	Manual	Manual
R <sub>inter</sub>		0.1000	0.6600	0.6600
Consider gap closure		Yes	Yes	Yes
δ <sub>inter</sub>		0.000	0.000	0.000
Cross permeability		Impermeable	Impermeable	Impermeable
Drainage conductivity, dk	m <sup>3</sup> /day/m	0.000	0.000	0.000
K <sub>0</sub> determination		Automatic	Automatic	Automatic
K <sub>0,x</sub> = K <sub>0,z</sub>		Yes	Yes	Yes
K <sub>0,x</sub>		0.5000	0.5000	0.5000
K <sub>0,z</sub>		0.5000	0.5000	0.5000
OCR		1.000	1.000	1.000

Identification		cls	Rilevato esistente	pali
POP	kN/m <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000
Data set		Standard	Standard	Standard
Type		Coarse	Medium	Coarse
< 2 μm	%	10.00	19.00	10.00
2 μm - 50 μm	%	13.00	41.00	13.00
50 μm - 2 mm	%	77.00	40.00	77.00
Use defaults		None	From data set	None
k <sub>x</sub>	m/day	0.000	0.1206	0.000
k <sub>y</sub>	m/day	0.000	0.1206	0.000
-Ψ <sub>unsat</sub>	m	10.00E3	10.00E3	10.00E3
e <sub>init</sub>		0.000	0.5000	0.000
S <sub>s</sub>	1/m	0.000	0.000	0.000
C <sub>k</sub>		1000E12	1000E12	1000E12

## 2.1.1.1.1 Calculation results, rilevato nuovo [Phase\_6] (6/25), Total displacements $u_x$

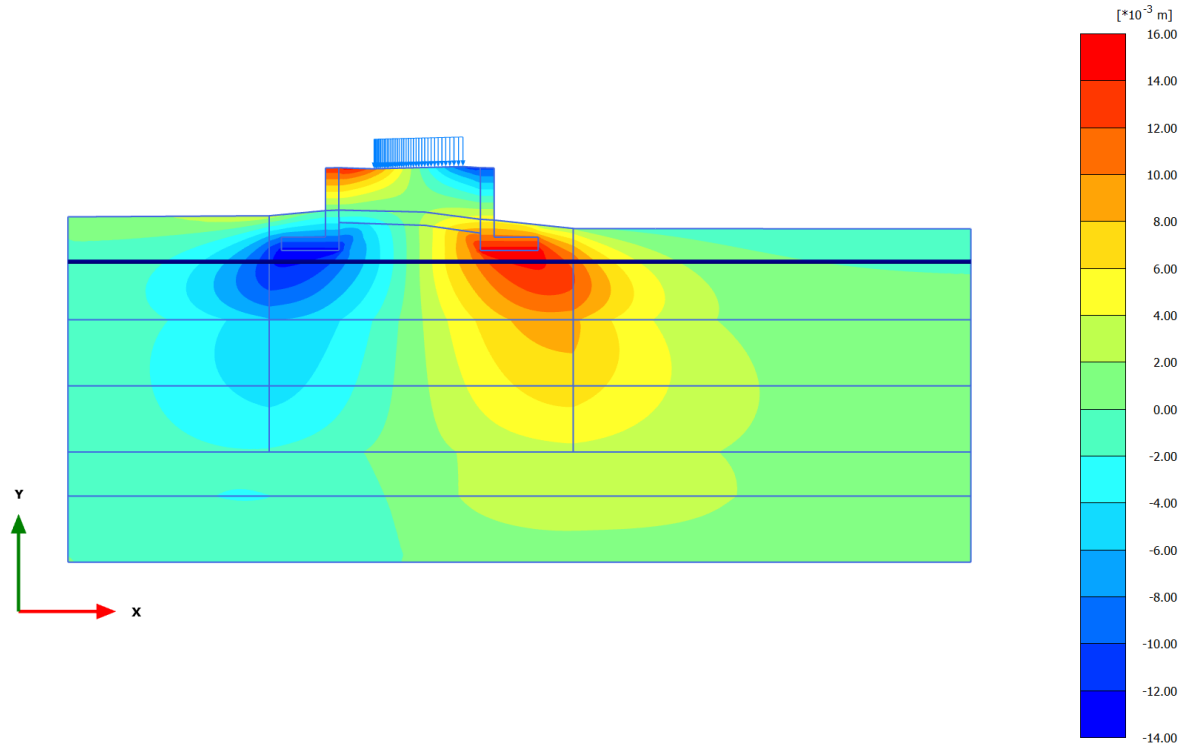


**Total displacements  $u_x$  (scaled up 100 times) (Time 330.0 day)**

Maximum value = 0.01308 m (Element 11 at Node 812)

Minimum value = -0.01099 m (Element 429 at Node 1173)

## 2.1.1.1.2 Calculation results, consolidazione 100 anni [Phase\_10] (10/81), Total displacements $u_x$

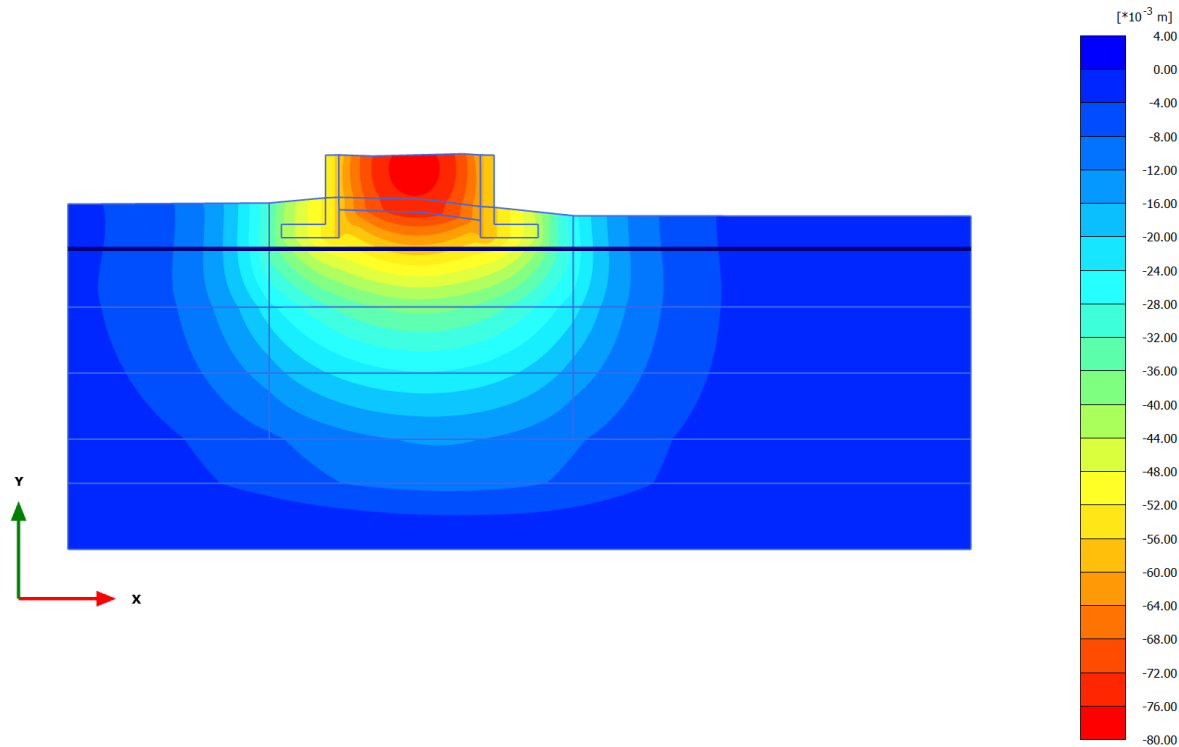


**Total displacements  $u_x$  (scaled up 50.0 times) (Time  $36.83 \cdot 10^3$  day)**

Maximum value = 0.01530 m (Element 452 at Node 5058)

Minimum value = -0.01296 m (Element 415 at Node 1220)

## 2.1.1.2.1 Calculation results, rilevato nuovo [Phase\_6] (6/25), Total displacements $u_y$

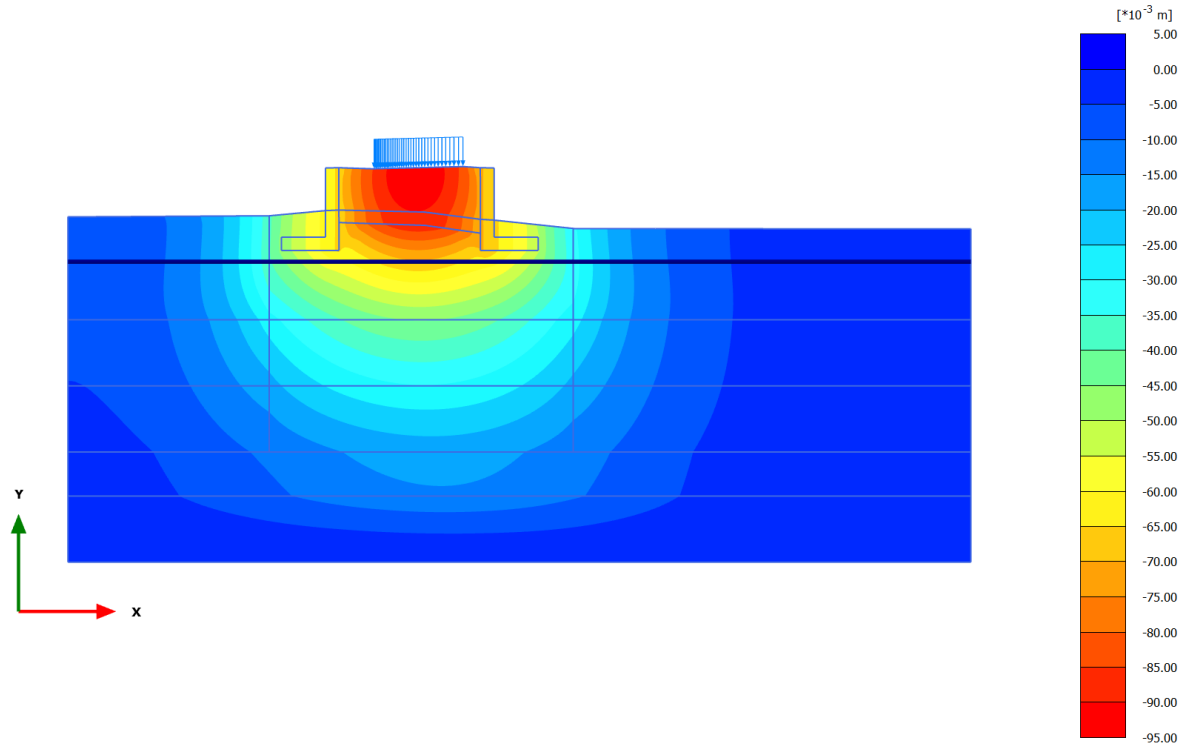


**Total displacements  $u_y$  (scaled up 50.0 times) (Time 330.0 day)**

Maximum value = 0.000 m (Element 5150 at Node 1575)

Minimum value = -0.07820 m (Element 193 at Node 1325)

## 2.1.1.2.2 Calculation results, consolidazione 100 anni [Phase\_10] (10/81), Total displacements $u_y$



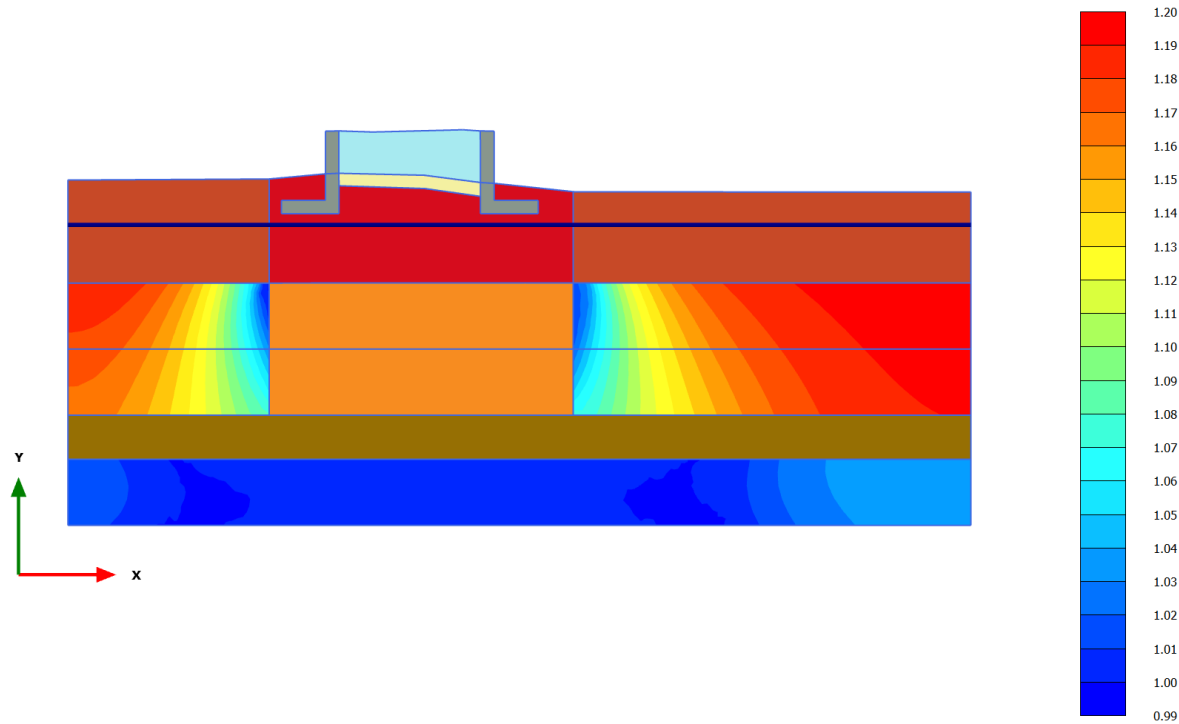
**Total displacements  $u_y$  (scaled up 20.0 times) (Time 36.83\*10<sup>3</sup> day)**

Maximum value = 0.000 m (Element 5150 at Node 1575)

Minimum value = -0.09392 m (Element 210 at Node 1102)



## 2.2.1.1.1 Calculation results, rilevato nuovo [Phase\_6] (6/25), Isotropic overconsolidation ratio

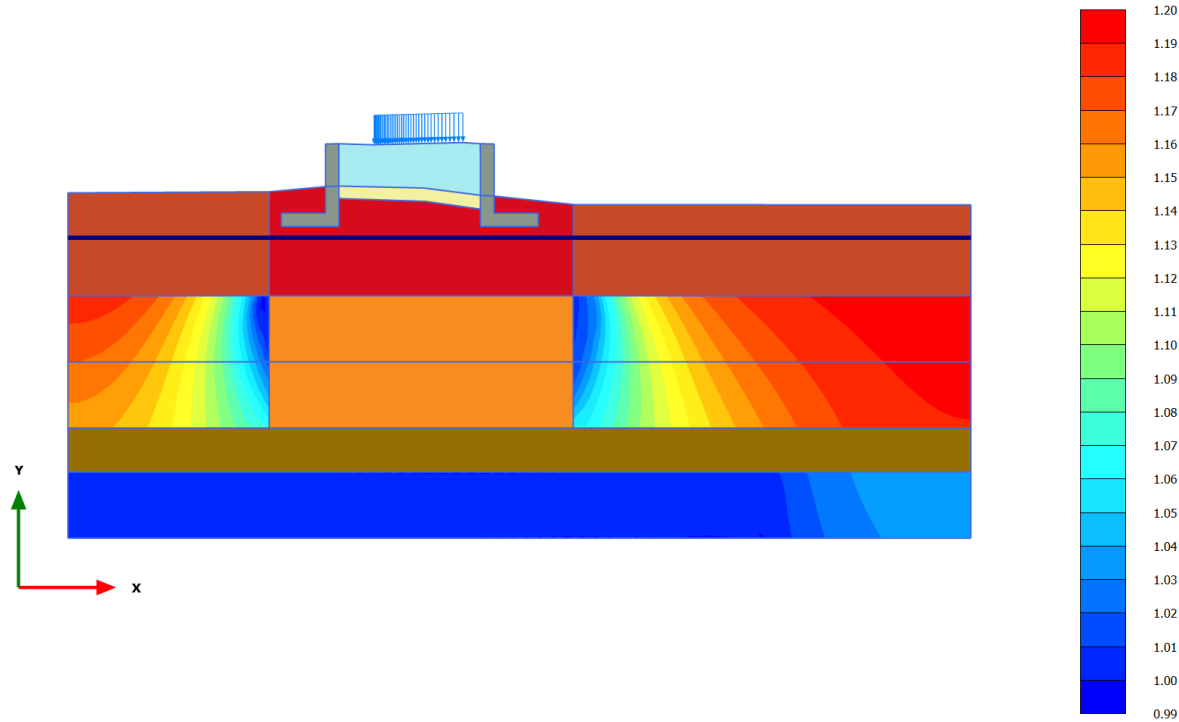


**Isotropic overconsolidation ratio (scaled up 5.00 times) (Time 330.0 day)**

Maximum value = 1.195 (Element 3294 at Node 10927)

Minimum value = 0.9979 (Element 4137 at Node 2875)

## 2.2.1.1.2 Calculation results, consolidazione 100 anni [Phase\_10] (10/81), Isotropic overconsolidation ratio

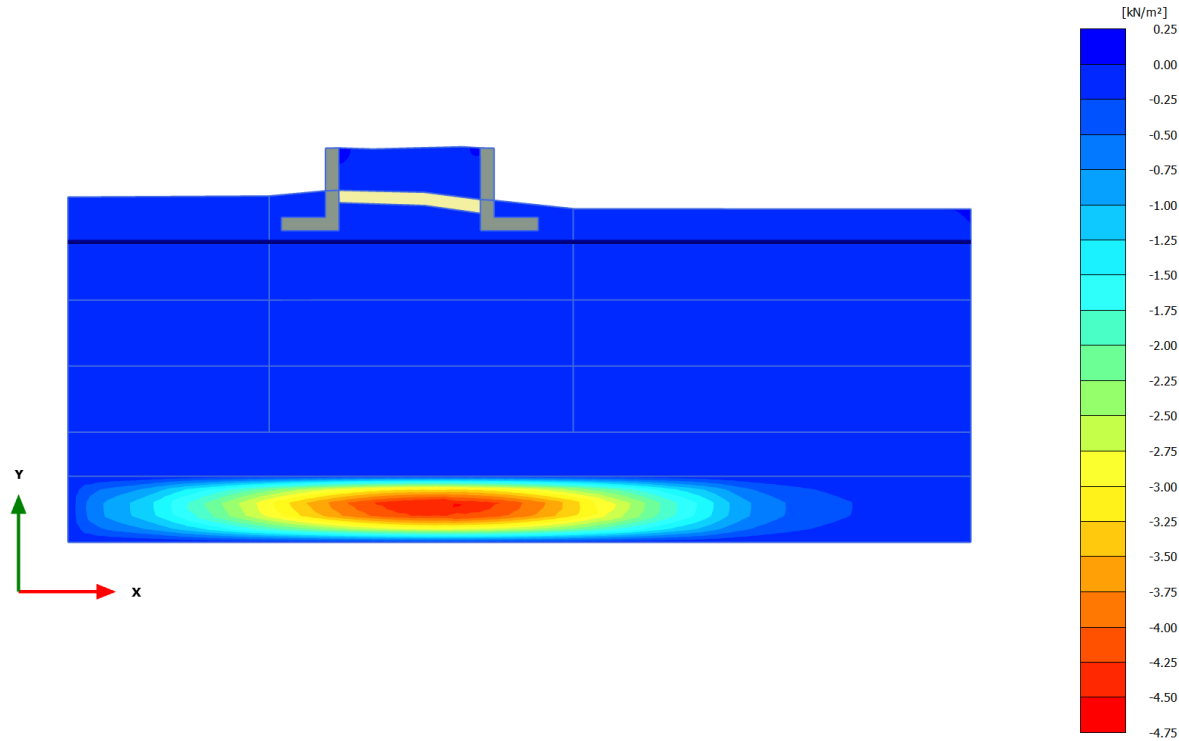


**Isotropic overconsolidation ratio (scaled up 5.00 times) (Time  $36.83 \cdot 10^3$  day)**

Maximum value = 1.195 (Element 3294 at Node 10927)

Minimum value = 0.9970 (Element 4124 at Node 2987)

## 2.2.2.1.1 Calculation results, rilevato nuovo [Phase\_6] (6/25), Excess pore pressures $p_{\text{excess}}$

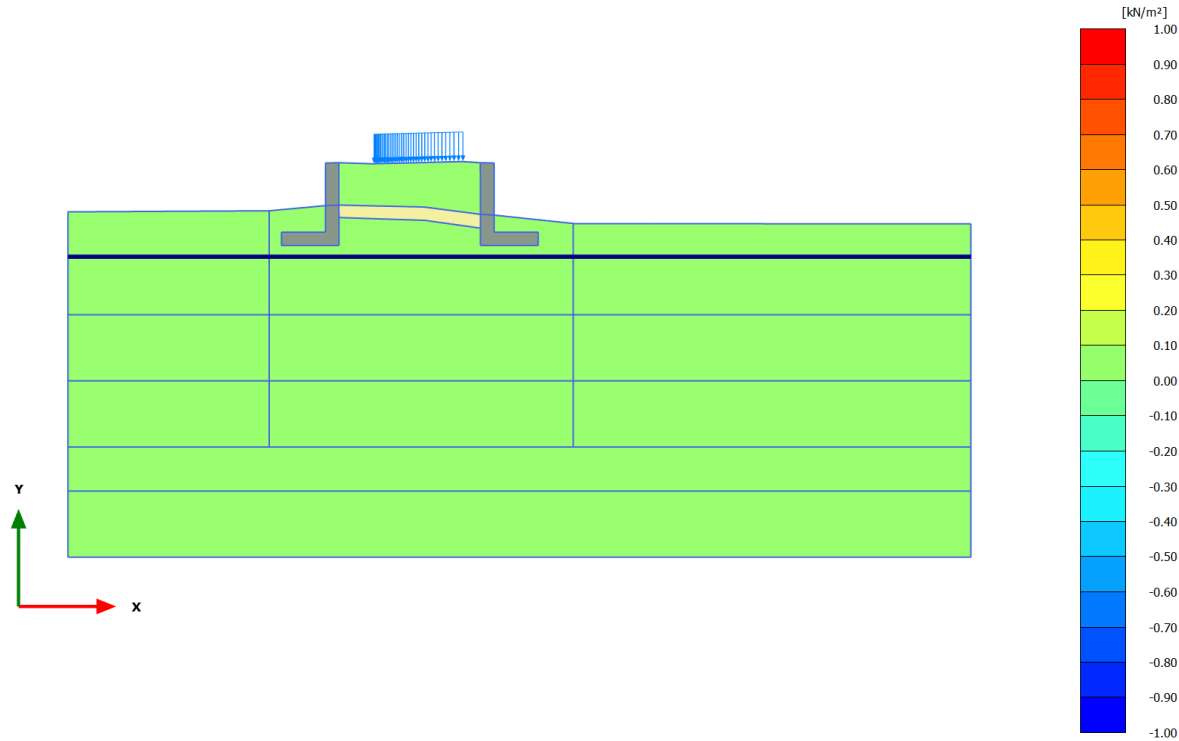


Excess pore pressures  $p_{\text{excess}}$  (scaled up 0.500 times) (Pressure = negative) (Time 330.0 day)

Maximum value = 0.01138 kN/m<sup>2</sup> (Element 5777 at Node 1112)

Minimum value = -4.564 kN/m<sup>2</sup> (Element 5359 at Node 7745)

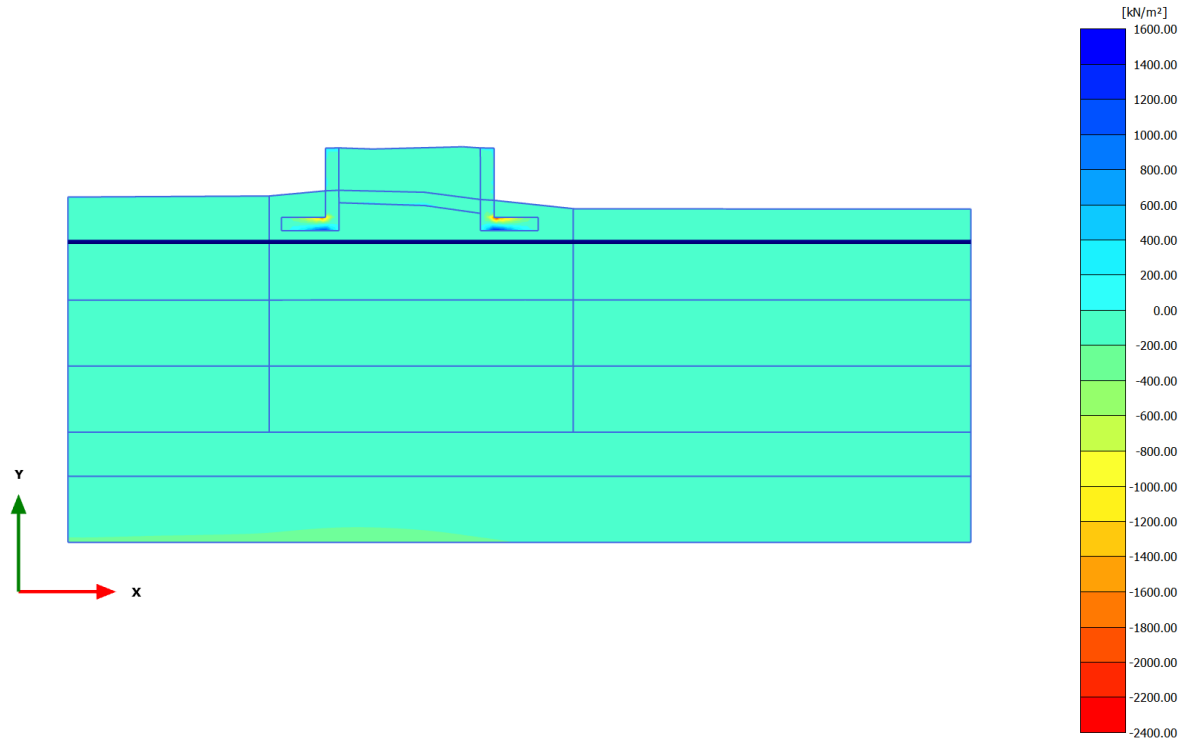
## 2.2.2.1.2 Calculation results, consolidazione 100 anni [Phase\_10] (10/81), Excess pore pressures $p_{excess}$



Excess pore pressures  $p_{excess}$  (scaled up  $1.00 \cdot 10^9$  times) (Pressure = negative) (Time  $36.83 \cdot 10^3$  day)

Uniform value of  $0.06624 \cdot 10^{-9}$  kN/m<sup>2</sup>

### 2.2.3.1.1 Calculation results, rilevato nuovo [Phase\_6] (6/25), Cartesian effective stress $\sigma'_{xx}$

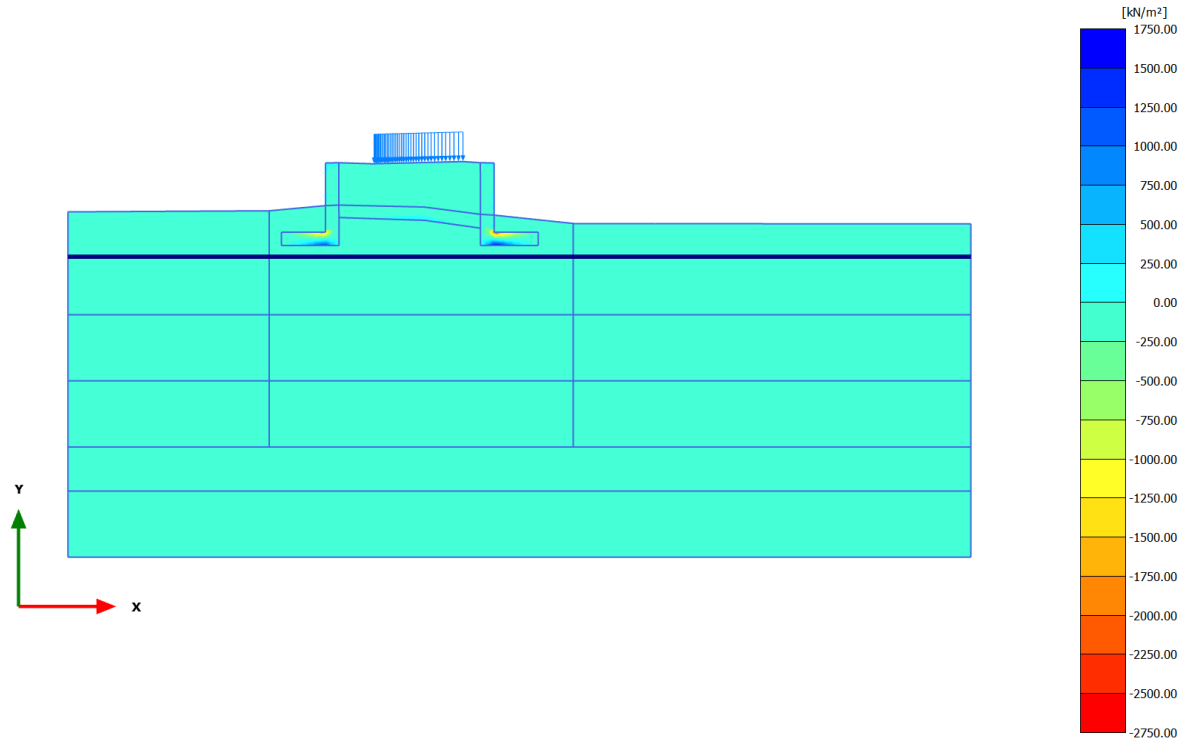


Cartesian effective stress  $\sigma'_{xx}$  (scaled up  $0.500 \cdot 10^{-3}$  times) (Time 330.0 day)

Maximum value = 1511 kN/m<sup>2</sup> (Element 450 at Node 4773)

Minimum value = -2291 kN/m<sup>2</sup> (Element 479 at Node 4267)

## 2.2.3.1.2 Calculation results, consolidazione 100 anni [Phase\_10] (10/81), Cartesian effective stress $\sigma'_{xx}$

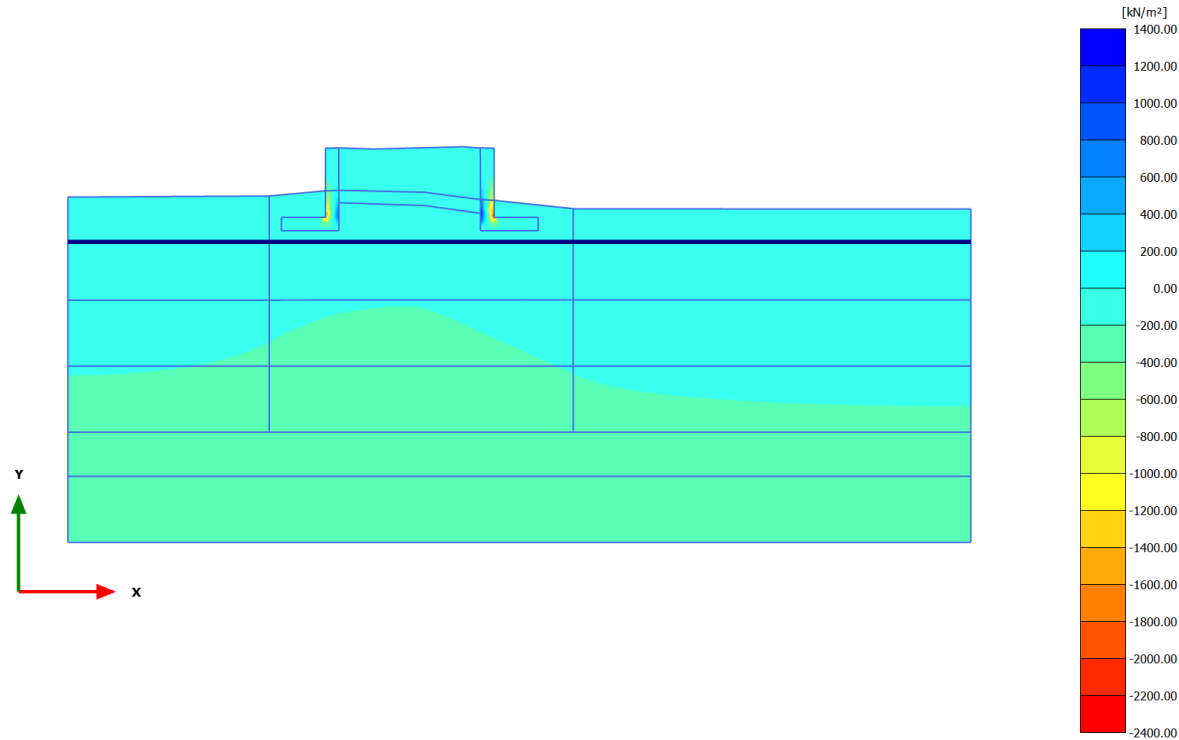


Cartesian effective stress  $\sigma'_{xx}$  (scaled up  $0.500 \cdot 10^{-3}$  times) (Time  $36.83 \cdot 10^3$  day)

Maximum value = 1644 kN/m<sup>2</sup> (Element 450 at Node 4773)

Minimum value = -2519 kN/m<sup>2</sup> (Element 479 at Node 4267)

## 2.2.3.2.1 Calculation results, rilevato nuovo [Phase\_6] (6/25), Cartesian effective stress $\sigma'_{yy}$

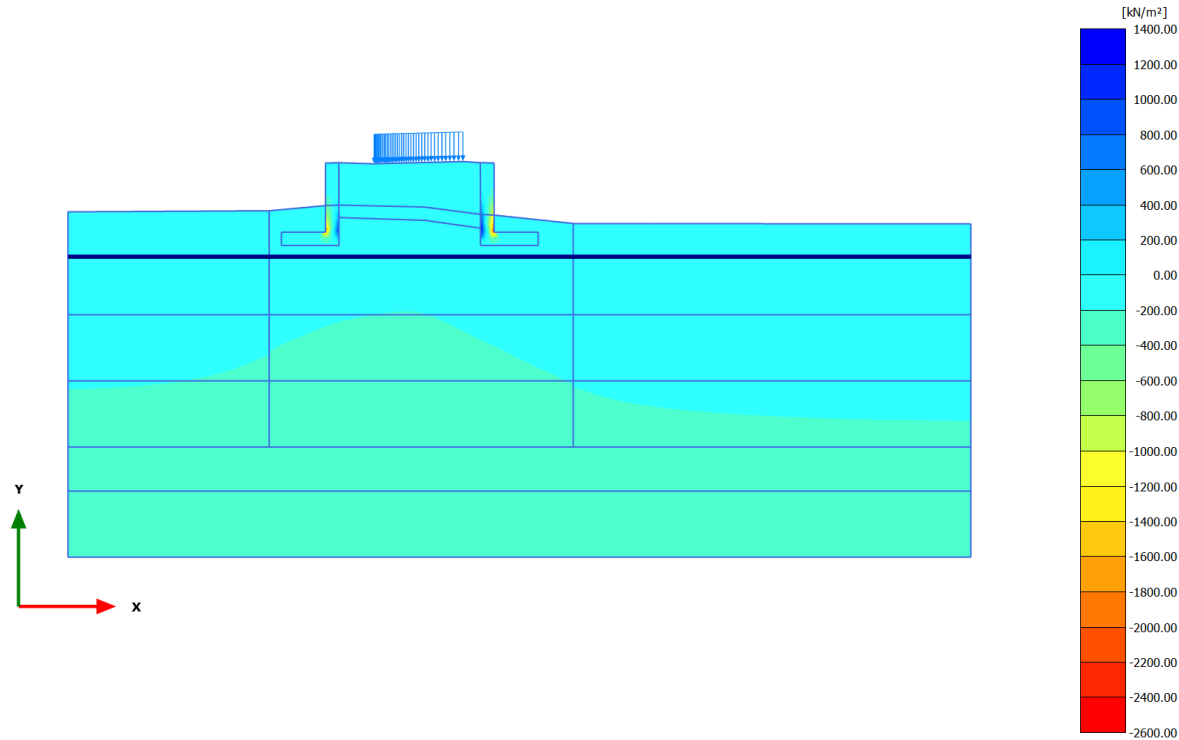


Cartesian effective stress  $\sigma'_{yy}$  (scaled up  $0.500 \cdot 10^{-3}$  times) (Time 330.0 day)

Maximum value = 1239 kN/m<sup>2</sup> (Element 468 at Node 3950)

Minimum value = -2344 kN/m<sup>2</sup> (Element 486 at Node 4102)

## 2.2.3.2 Calculation results, consolidazione 100 anni [Phase\_10] (10/81), Cartesian effective stress $\sigma'_{yy}$



Cartesian effective stress  $\sigma'_{yy}$  (scaled up  $0.500 \cdot 10^{-3}$  times) (Time  $36.83 \cdot 10^3$  day)

Maximum value = 1355 kN/m<sup>2</sup> (Element 468 at Node 3950)

Minimum value = -2563 kN/m<sup>2</sup> (Element 486 at Node 4102)