

Committente:



# AUTOCAMIONALE DELLA CISA S.P.A.

Via Camboara 26/A - Frazione Ponte Taro - 43015 NOCETO (PR)

Impresa Esecutrice:



**AUTOSTRADA DELLA CISA A15  
RACCORDO AUTOSTRADALE A15/A22  
CORRIDOIO PLURIMODALE TIRRENO-BRENNERO  
RACCORDO AUTOSTRADALE FRA L' AUTOSTRADA DELLA CISA-FONTEVIVO (PR)  
E L' AUTOSTRADA DEL BRENNERO-NOGAROLE ROCCA (VR). I LOTTO.**

C.U.P. G61B04000060008

C.I.G. 307068161E

## PROGETTO ESECUTIVO

AUTOCAMIONALE DELLA CISA S.p.A.

Il Direttore TIBRE:

Il Responsabile del Procedimento:

Il Presidente:

*[Handwritten signature]*

*[Handwritten signature]*

*[Handwritten signature]*

**IMPRESA PIZZAROTTI & C. S.p.A.**

Il Direttore Tecnico:

*Il Responsabile di Progetto  
Dot. Ing. Luca Bondanelli*

Il Geologo:

PROGETTAZIONE DI:



A.T.I.:



Il Progettista:

**Ing. Giovanna Cassani**

**GIOVANNA CASSANI**  
ORDINE INGEGNERI DI MILANO

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Milano n. 20997

*[Handwritten signature]*

Coordinatore per la Sicurezza in fase di Progettazione:

**Ing. Giovanni Maria Cepparotti**

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Viterbo n. 392

Consulenza specialistica a cura di:

Progettista Responsabile Integrazione Prestazioni Specialistiche:

Impresa Pizzarotti & C. S.p.A.

Ing. Pietro Mazzoli

Ordine degli Ingegneri della Provincia di Parma n. 821

*Dot. Ing. PIETRO MAZZOLI*  
**IMPRESA PIZZAROTTI**  
**ISCRITTO ORDINE**  
**INGEGNERI PARMA n. 821**

Titolo Elaborato:

**Generale  
Generale  
Geotecnica**

**Relazione Geotecnica Deviazione Provvisoria A1**

Data Emissione Progetto:

18/03/2014

Scala:

Identif. Elaborato:

N.RO IDENTIFICATIVO	CODICE COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	AMBITO	CAT OPERA	N OPERA	PARTE OP	TIPO DOC	N PROGR. DOC.	REV.
	RAAA	1	E	R	GE	XX	01	E	RE	003	B

Rev.	Data	DESCRIZIONE REVISIONE	Redatto	Controllato	Approvato
B	10/10/2014	Istruttoria RINA prof. 730 del 08/09/2014 (I indica le parti modificate con l'ultima rev.)	SPIGARELLI	CASSANI	MAZZOLI
A	27/06/2014	RIEMMISSIONE PROGETTO ESECUTIVO	SPIGARELLI	CASSANI	MAZZOLI

## SOMMARIO

1	NOTE INTRODUTTIVE .....	3
2	DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO .....	4
2.1	PROGETTO DEFINITIVO .....	4
2.2	PROGETTO ESECUTIVO .....	5
3	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	7
4	INDAGINI GEOGNOSTICHE .....	8
5	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI.....	9
6	RILEVATI STRADALI .....	11
6.1	VERIFICHE DI STABILITA' .....	11
6.1.1	NOTE INTRODUTTIVE.....	11
6.1.2	APPROCCIO NORMATIVO DI VERIFICA .....	11
6.1.1	SOFTWARE DI CALCOLO .....	12
6.1.2	CRITERI DI CALCOLO .....	12
6.1.3	CONDIZIONI DI CARICO.....	14
6.1.4	VERIFICA DI STABILITA'INTERNA .....	15
6.1.5	VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE .....	16
6.1	CALCOLO DEI CEDIMENTI.....	16
7	ANALISI DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI .....	19
	ALLEGATO A – VERIFICA DI STABILITA' INTERNA DEL RILEVATO .....	22
	ALLEGATO B – VERIFICA DI STABILITA' ESTERNA DEL RILEVATO .....	27
	ALLEGATO C - CALCOLO DEI CEDIMENTI IMMEDIATI.....	31

## 1 NOTE INTRODUTTIVE

Oggetto del presente documento è la progettazione delle opere geotecniche all'aperto da realizzarsi nell'ambito della deviazione provvisoria dell'Autostrada A1 Milano – Napoli, all'altezza dell'attraversamento con l'asse del Corridoio Autostradale Tirreno-Brennero. La deviazione delle carreggiate autostradali, per entrambe le direzioni di marcia, in fasi successive, si rende necessaria per la realizzazione della Galleria Artificiale A1 con la quale l'asse viario in progetto sottopassa l'Autostrada A1.

La deviazione delle carreggiate sarà effettuata realizzando un rilevato provvisorio in allargamento rispetto al rilevato esistente. La porzione in ampliamento sarà opportunamente immorsata sul manufatto esistente, la cui scarpa sarà sagomata a gradoni per agevolare la collaborazione fra nuovo rilevato ed esistente.

Nel presente documento, dopo un breve inquadramento del contesto geotecnico di riferimento, sono presentate le verifiche di stabilità, sia interna che esterna, della sezione trasversale del rilevato avente maggior altezza sul piano campagna.



## 2 DOCUMENTAZIONE DI RIFERIMENTO

Si riporta di seguito l'elenco degli elaborati di riferimento per la compilazione alla presente relazione:

### 2.1 PROGETTO DEFINITIVO

- RAAA.ATST.PDG1.02.01.01.01 - PLANIMETRIA CON UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE – SCALA 1:5.000 - TAV. 1/3
- RAAA.ATST.PDG1.02.01.01.02 - PLANIMETRIA CON UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE – SCALA 1:5.000 - TAV. 2/3
- RAAA.ATST.PDG1.02.01.01.03 - PLANIMETRIA CON UBICAZIONE INDAGINI GEOGNOSTICHE – SCALA 1:5.000 - TAV. 3/3
- RAAA/ATST/PDG1.02.01.02 - RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA: PROVE PENETROMETRICHE A PUNTA MECCANICA CAMPAGNA INDAGINI 1986
- RAAA/ATST/PDG1.02.01.03 - RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA: PROVE PENETROMETRICHE A PUNTA MECCANICA CAMPAGNA INDAGINI 1998
- RAAA/ATST/PDG1.02.01.04 - RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA: PROVE PENETROMETRICHE A PUNTA ELETTRICA CAMPAGNA INDAGINI 2003
- RAAA/ATST/PDG1.02.01.05 - RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA: PROVE PENETROMETRICHE A PUNTA ELETTRICA CAMPAGNA INDAGINI 2005
- RAAA/ATST/PDG1.02.01.06 - RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA: STRATIGRAFIE SONDAGGI CAMPAGNA INDAGINI 1986
- RAAA/ATST/PDG1.02.01.07 - RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA: STRATIGRAFIE SONDAGGI CAMPAGNA INDAGINI 2001
- RAAA/ATST/PDG1.02.01.08 - RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA: STRATIGRAFIE SONDAGGI CAMPAGNA INDAGINI 2003
- RAAA/ATST/PDG1.02.01.09 - RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA: STRATIGRAFIE SONDAGGI CAMPAGNA INDAGINI 2005
- RAAA/ATST/PDG1.02.01.10 - RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA: POZZETTI ESPLORATIVI CAMPAGNA INDAGINI 2003
- RAAA/ATST/PDG1.02.01.11 - RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA: POZZETTI ESPLORATIVI CAMPAGNA INDAGINI 2005
- RAAA/ATST/PDG1.02.01.13 - RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA: INDAGINI SISMICHE CAMPAGNA INDAGINI 2005
- RAAA/ATST/PDG1.02.01.13.01 - RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA: ANALISI DI LABORATORIO CAMPAGNA INDAGINI 2003 - 1/4
- RAAA/ATST/PDG1.02.01.13.02 - RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA: ANALISI DI LABORATORIO CAMPAGNA INDAGINI 2003 - 2/4
- RAAA/ATST/PDG1.02.01.13.03 - RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA: ANALISI DI LABORATORIO CAMPAGNA INDAGINI 2003 - 3/4
- RAAA/ATST/PDG1.02.01.13.04 - RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA: ANALISI DI LABORATORIO CAMPAGNA INDAGINI 2003 - 4/4
- RAAA/ATST/PDG1.02.01.14.01 - RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA: ANALISI DI LABORATORIO CAMPAGNA INDAGINI 2005 - 1/5
- RAAA/ATST/PDG1.02.01.14.02 - RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA: ANALISI DI LABORATORIO CAMPAGNA INDAGINI 2005 - 2/5
- RAAA/ATST/PDG1.02.01.14.03 - RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA: ANALISI DI LABORATORIO CAMPAGNA INDAGINI 2005 - 3/5
- RAAA/ATST/PDG1.02.01.14.04 - RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA: ANALISI DI LABORATORIO CAMPAGNA INDAGINI 2005 - 4/5
- RAAA/ATST/PDG1.02.01.14.05 - RISULTATI INDAGINE GEOGNOSTICA: ANALISI DI LABORATORIO CAMPAGNA INDAGINI 2005 - 5/5
- RAAA.ATST.PDG1.03.01.02 - CARTA GEOLOGICA E GEOMORFOLOGICA – SCALA 1:100.000
- RAAA.ATST.PDG1.03.01.03 - CARTA IDROGEOLOGICA – SCALA 1:100.000

- RAAA.ATST.PDG1.03.01.04.01 - CARTA DELLA LITOLOGIA DI SUPERFICIE (TAV. 1/3)
- RAAA.ATST.PDG1.03.01.04.02 - CARTA DELLA LITOLOGIA DI SUPERFICIE (TAV. 2/3)
- RAAA.ATST.PDG1.03.01.04.03 - CARTA DELLA LITOLOGIA DI SUPERFICIE (TAV. 3/3)
- RAAA.ATST.PDG1.03.01.05.01 - PROFILO GEOLOGICO (TAV. 1/3)
- RAAA.ATST.PDG1.03.01.05.02- PROFILO GEOLOGICO (TAV. 2/3)
- RAAA.ATST.PDG1.03.01.05.03- PROFILO GEOLOGICO (TAV. 3/3)
- RAAA.ATST.PDG1.03.01.06.01 - CARTA GEOMORFOLOGICA (TAV. 1/3)
- RAAA.ATST.PDG1.03.01.06.02- CARTA GEOMORFOLOGICA (TAV. 2/3)
- RAAA.ATST.PDG1.03.01.06.03- CARTA GEOMORFOLOGICA (TAV. 3/3)
- RAAA.ATST.PDG1.03.01.07.01 - CARTA IDROGEOLOGICA (TAV. 1/3)
- RAAA.ATST.PDG1.03.01.07.02- CARTA IDROGEOLOGICA (TAV. 2/3)
- RAAA.ATST.PDG1.03.01.07.03- CARTA IDROGEOLOGICA (TAV. 3/3)
- RAAA.ATST.PDG1.03.01.08.01 – INNESTO A1 – CARTA DELLA LITOLOGIA DI SUPERFICIE
- RAAA.ATST.PDG1.03.01.08.02 – INNESTO A1 – PROFILO GEOLOGICO
- AAA.ATST.PDG1.03.01.09.01 – PONTE SUL TARO - CARTA DELLA LITOLOGIA DI SUPERFICIE
- RAAA.ATST.PDG1.03.01.09.02 – PONTE SUL TARO – PROFILO GEOLOGICO
- RAAA.ATST.PDG1.03.01.17 – VARIANTE SP10 ALL’ABITATO DI VIAROLO – PROFILO GEOLOGICO
- RAAA.ATST.PDG1.03.01.18 – RACCORDO AUTOSTAZIONE TRECASALI-TERRE VERDIANE - ROTATORIA SP 10 – PROFILO GEOLOGICO
- RAAA.ATST.PDG1.03.01.19 – COLLEGAMENTO S.P. PADANA OCCIDENTALE – STRADA NUOVA DEI PRATI, VIABILITÀ DI SERVIZIO N.C. – PROFILO GEOLOGICO
- RAAA-ATST-PDG1-04-01-01\_RELAZIONE GEOTECNICA

## 2.2 PROGETTO ESECUTIVO

- RAAA1ERGEXX01SRE001A Relazione sulle indagini dirette
- RAAA1ERGEXX01SRE002A Relazione sulle indagini indirette
- RAAA1ERGEXX01SRE003A Risultati campagna geognostica integrativa 2013
- RAAA1ERGEXX01SRE004A Certificati delle prove di laboratorio
- RAAA1ERGEXX01SPL001A Planimetria con ubicazione indagini in sito - Tav. 1/4
- RAAA1ERGEXX01SPL002A Planimetria con ubicazione indagini in sito - Tav. 2/4
- RAAA1ERGEXX01SPL003A Planimetria con ubicazione indagini in sito - Tav. 3/4
- RAAA1ERGEXX01SPL004A Planimetria con ubicazione indagini in sito - Tav. 4/4
- RAAA1ERGEXX01ORE001A Relazione Geologica
- RAAA1ERGEXX01ORE002A Relazione Idrogeologica
- RAAA1ERGEXX01OPL001A Carta Geologica - Litologica - Tav. 1/4
- RAAA1ERGEXX01OPL002A Carta Geologica - Litologica - Tav. 2/4
- RAAA1ERGEXX01OPL003A Carta Geologica - Litologica - Tav. 3/4
- RAAA1ERGEXX01OPL004A Carta Geologica - Litologica - Tav. 4/4
- RAAA1ERGEXX01OPL005A Carta Geomorfologica - Tav. 1/4
- RAAA1ERGEXX01OPL006A Carta Geomorfologica - Tav. 2/4
- RAAA1ERGEXX01OPL007A Carta Geomorfologica - Tav. 3/4
- RAAA1ERGEXX01OPL008A Carta Geomorfologica - Tav. 4/4
- RAAA1ERGEXX01OPL009A Carta Idrogeologica - Tav. 1/4
- RAAA1ERGEXX01OPL010A Carta Idrogeologica - Tav. 2/4
- RAAA1ERGEXX01OPL011A Carta Idrogeologica - Tav. 3/4
- RAAA1ERGEXX01OPL012A Carta Idrogeologica - Tav. 4/4
- RAAA1ERGEXX01OPG001A Profilo Geologico - Asse principale - Tav. 1/8



- RAAA1ERGEXX01OPG002A Profilo Geologico - Asse principale - Tav. 2/8
- RAAA1ERGEXX01OPG003A Profilo Geologico - Asse principale - Tav. 3/8
- RAAA1ERGEXX01OPG004A Profilo Geologico - Asse principale - Tav. 4/8
- RAAA1ERGEXX01OPG005A Profilo Geologico - Asse principale - Tav. 5/8
- RAAA1ERGEXX01OPG006A Profilo Geologico - Asse principale - Tav. 6/8
- RAAA1ERGEXX01OPG007A Profilo Geologico - Asse principale - Tav. 7/8
- RAAA1ERGEXX01OPG008A Profilo Geologico - Asse principale - Tav. 8/8
- RAAA1ERGEXX01OPG009A Profilo Geologico - Interconnessione ramo A
- RAAA1ERGEXX01OPG010A Profilo Geologico - Interconnessione ramo B
- RAAA1ERGEXX01OPG011A Profilo Geologico - Interconnessione ramo C1
- RAAA1ERGEXX01OPG012A Profilo Geologico - Interconnessione ramo C2
- RAAA1ERGEXX01OPG013A Profilo Geologico - Interconnessione ramo CF
- RAAA1ERGEXX01OPG014A Profilo Geologico - Interconnessione ramo D
- RAAA1ERGEXX01OPG015A Profilo Geologico - Interconnessione ramo E
- RAAA1ERGEXX01OPG016A Profilo Geologico - Interconnessione ramo F1
- RAAA1ERGEXX01OPG017A Profilo Geologico - Interconnessione ramo F2
- RAAA1ERGEXX01OPG018A Profilo Geologico - Interconnessione ramo G
- RAAA1ERGEXX01OPG019A Profilo Geologico - Interconnessione ramo H
- RAAA1ERGEXX01OSZ001A Sezioni geologiche interpretative - Tav. 1/5
- RAAA1ERGEXX01OSZ002A Sezioni geologiche interpretative - Tav. 2/5
- RAAA1ERGEXX01OSZ003A Sezioni geologiche interpretative - Tav. 3/5
- RAAA1ERGEXX01OSZ004A Sezioni geologiche interpretative - Tav. 4/5
- RAAA1ERGEXX01OSZ005A Sezioni geologiche interpretative - Tav. 5/5
- RAAA1ERAPGS01EPG001A Profilo Geologico - Carreggiata NORD - Tav. 1/2
- RAAA1ERAPGS01EPG002A Profilo Geologico - Carreggiata NORD - Tav. 2/2
- RAAA1ERAPGS01EPG003A Profilo Geologico - Carreggiata SUD - Tav. 1/2
- RAAA1ERAPGS01EPG004A Profilo Geologico - Carreggiata SUD - Tav. 2/2
- RAAA1ERAPGA01EPG001A Galleria artificiale e strutture di imbocco - Profilo geologico
- RAAA1ERAPPV01EPG001A Profilo geologico
- RAAA1ERAPPV02EPG001A Profilo geologico
- RAAA1ERAPPV03EPG001A Profilo geologico
- RAAA1ERAPPV04EPG001A Profilo geologico
- RAAA1ERAPCA01EPG001A Profilo geologico
- RAAA1ERAPCA02EPG001A Profilo geologico
- RAAA1ERAPCA03EPG001A Profilo geologico
- RAAA1ERAPCA04EPG001A Profilo geologico
- RAAA1ERAPCA05EPG001A Profilo geologico
- RAAA1ERAPCA06EPG001A Profilo geologico
- RAAA1ERAPCA07EPG001A Profilo geologico
- RAAA1ERAPCA08EPG001A Profilo geologico
- RAAA1ERAPCA09EPG001A Profilo geologico
- RAAA1ERGEXX01DRE001A Relazione sismica
- RAAA1ERGEXX01DPL001A Planimetria con classificazione sismica del territorio - Tav. 1/4
- RAAA1ERGEXX01DPL002A Planimetria con classificazione sismica del territorio - Tav. 2/4
- RAAA1ERGEXX01DPL003A Planimetria con classificazione sismica del territorio - Tav. 3/4
- RAAA1ERGEXX01DPL004A Planimetria con classificazione sismica del territorio - Tav. 4/4

### 3 **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

La progettazione geotecnica delle opere oggetto del presente documento è condotta con riferimento al seguente quadro normativo:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 - "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica".

D.M. LL. PP. 16 gennaio 1996 - Norme tecniche relative ai "Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi".

Circolare 4 luglio 1996, n.156AA.GG./STC - Istruzioni per l'applicazione delle "Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi" di cui al D.M. 16 gennaio 1996.

D.M. 04.05.90 - "Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo dei ponti stradali" ed annesse "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali", di cui alla circolare Ministero LL.PP. n. 34233 del 25.02.91.

O.P.C.M. 3274 20.03.2003 - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

D.M. LL. PP. 11 marzo 1988 - "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".

Sono utilizzati a supporto delle sopracitate norme e per quanto carente i seguenti codici di progetto:

Eurocodice 7 UNI EN 1997-1:2005 - Progettazione geotecnica

Eurocodice 8 EN 1998-1:2005 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

## 4 INDAGINI GEOGNOSTICHE

Per una visione completa delle indagini svolte nelle varie campagne geognostiche che si sono succedute nell'area e per le prove di laboratorio si rimanda alla Relazione di Caratterizzazione Geotecnica.

Nei pressi dell'opera in disamina possono essere considerate le seguenti indagini geognostiche:

- S5(2001)
- F2S1(2005)
- F2S2(2005)
- CC06
- CC07
- CC08
- CC09
- CC11

Per l'ubicazione planimetrica delle indagini e per i quaderni di campagna si rimanda agli appositi elaborati.

I parametri geotecnici sono stati ottenuti con prove di laboratorio su campioni indisturbati e rimaneggiati, con prove SPT in foro e con l'analisi dei dati delle CPTU effettuate nei pressi dell'opera in esame.



## 5 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

E' stata individuata una stratigrafia rappresentativa dei terreni presenti in corrispondenza della galleria in progetto, mostrata nel prospetto che segue.

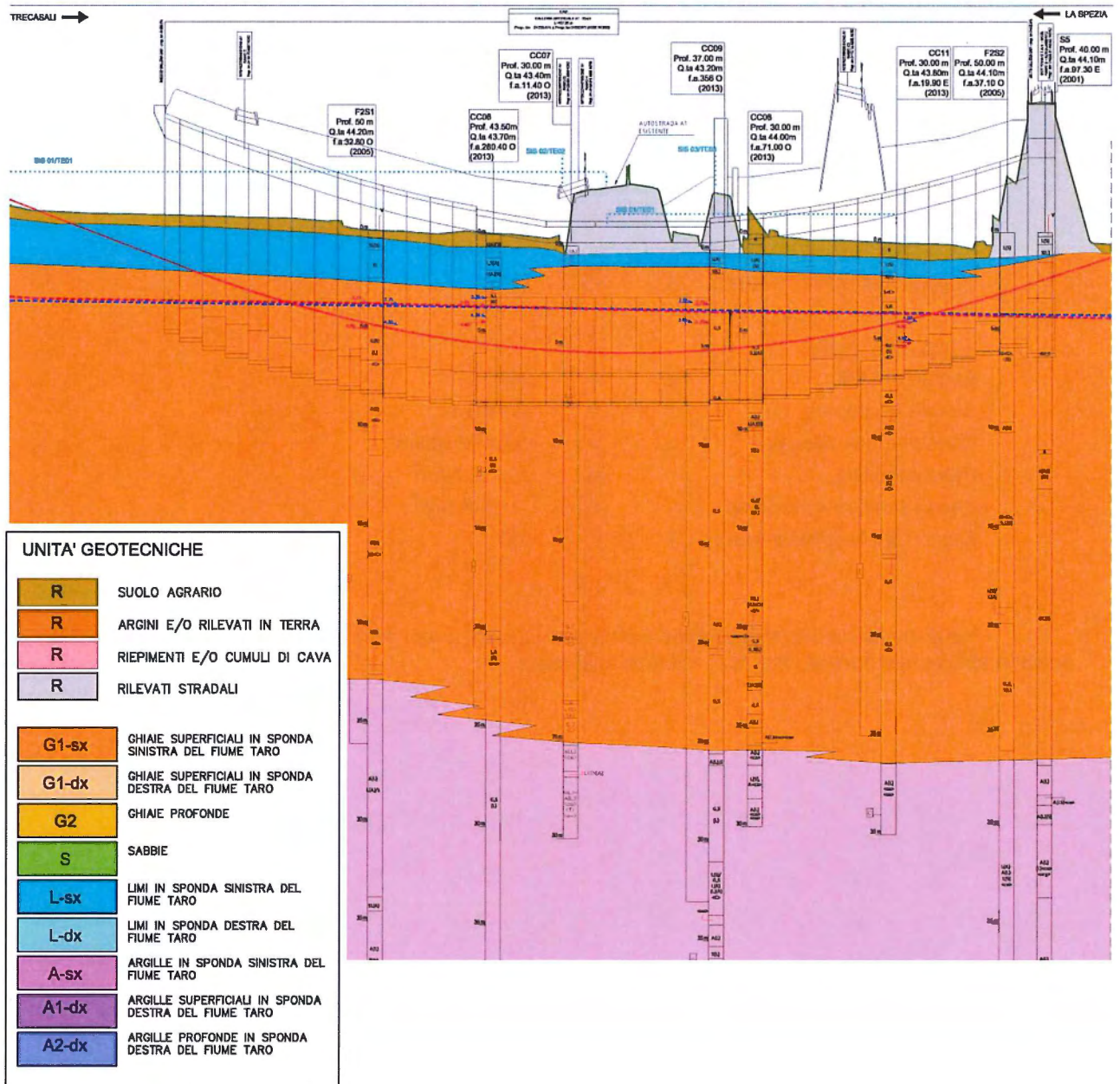


Figura 5.1 – Profilo geotecnico

Il sito di costruzione presenta terreni con caratteristiche prevalentemente granulari, con uno strato superficiale limoso-sabbioso fino a 2.50-3.00 m circa dal p.c. e strati più profondi ghiaiosi.

I dati ottenuti nelle prove di laboratorio e dalle indagini geognostiche hanno permesso di determinare le caratteristiche meccaniche e fisiche dei terreni. Per visionare le modalità utilizzate e il confronto dei dati per la scelta dei parametri geotecnici dei terreni si rimanda alla Relazione di Caratterizzazione Geotecnica.

Ai fini del calcolo delle strutture sono state considerate le seguenti caratteristiche dei terreni.

Strato 1 – Limoso-sabbioso

Angolo di attrito	$\varphi$	=	29°
Coazione drenata	c	=	3 kN/m <sup>2</sup>
Coazione non drenata	c <sub>u</sub>	=	50 - 60 kN/m <sup>2</sup>
Peso specifico	$\gamma$	=	19.5 kN/m <sup>3</sup>
Peso specifico – immerso	$\gamma'$	=	9.5 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito terra-muro	$\delta$	=	14.5°

Strato 2 – Ghiaie

Angolo di attrito	$\varphi$	=	40° - 42°
Coazione drenata	c	=	0 kN/m <sup>2</sup>
Coazione non drenata	c <sub>u</sub>	=	50 - 60 kN/m <sup>2</sup>
Peso specifico	$\gamma$	=	21.5 kN/m <sup>3</sup>
Peso specifico – immerso	$\gamma'$	=	11.5 kN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito terra-muro	$\delta$	=	20°

Nelle analisi, la quota della falda è stata considerata a 4 m dal piano campagna: tale assunzione è considerata cautelativa alla luce delle indagini analizzate.

## 6 RILEVATI STRADALI

### 6.1 VERIFICHE DI STABILITA'

#### 6.1.1 NOTE INTRODUTTIVE

Sono nel seguito presentate le analisi e le verifiche di stabilità del rilevato stradale ospitante la deviazione provvisoria dell'Autostrada A1. Le analisi sono condotte con riferimento sia a possibili cinematismi interni al materiale costituente il rilevato che a condizioni di stabilità globale del rilevato con i terreni di fondazione su cui poggia.

Si specifica che l'analisi di stabilità interna è stata condotta, secondo quanto detto precedentemente, con riferimento alla sezione n.2 (rilevato di approccio al CA05), ovvero per il rilevato di altezza maggiore che rappresenta, in tal senso, la condizione critica.

In tutte le analisi di stabilità condotte (sia globale che interna) si sono assunti i parametri di resistenza per il materiale costituente il rilevato, come da tabella seguente.

Materiale	$\gamma$	$c'$	$\varphi'$
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[°]
Rilevato	20	0	35

**Tabella 1: Parametri geotecnici di progetto per l'analisi di stabilità interna dei rilevati**

La valutazione del grado di stabilità interna e globale è stata altresì svolta considerando come materiale costituente il rilevato terreni di riutilizzo stabilizzati a calce/cemento. Si sono considerati per tale materiale i parametri fisici e di resistenza presentati nella tabella seguente:

Materiale	$\gamma$	$c'$	$\varphi'$	$C_u$
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[°]	[kPa]
Rilevato stabilizzato a calce-cemento	20	20	28	400

**Tabella 11: Parametri geotecnici di progetto per l'analisi di stabilità dei rilevati stabilizzati a calce-cemento**

#### 6.1.2 APPROCCIO NORMATIVO DI VERIFICA

Nell'ambito della progettazione esecutiva dei rilevati, le verifiche di stabilità globale, in ottemperanza al punto 1.1. dell'Allegato D "Specifiche prestazionali per la redazione del progetto esecutivo" del *Capitolato Speciale d'Appalto – Norme Generali* (facente esplicito riferimento alla Legge 28/02/2008 n°31 art 20 comma 3), sono condotte applicando la normativa tecnica utilizzata per la redazione del Progetto Definitivo. Si persegue dunque l'approccio di verifica prescritto dal D.M. LL.PP. 11/03/1988.

La verifica in condizione statica è pertanto soddisfatta tramite la seguente relazione:

$$FS = \frac{R}{E} \geq 1.3$$

Dove:

$E_d$  sono le azioni instabilizzanti

$R_d$  sono le azioni stabilizzanti

F.S. è il coefficiente di sicurezza



### 6.1.1 SOFTWARE DI CALCOLO

Le analisi di stabilità dei rilevati e degli scavi sono state condotte con il software SLOPE/W DEFINE Version 5.16, sviluppato dalla GEO-SLOPE International Ltd.

### 6.1.2 CRITERI DI CALCOLO

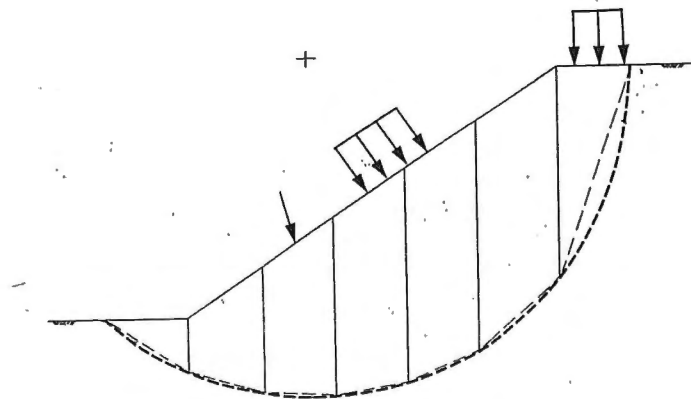
#### METODI ALL'EQUILIBRIO LIMITE

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

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

Il metodo valuta le condizioni di stabilità di un pendio naturale o di una scarpata artificiale ricercando per tentativi la superficie di scivolamento "critica" (ossia quella a cui compete il coefficiente di sicurezza  $F_s$  minimo) e verificando se tale valore risulta maggiore o minore del valore di progetto. Il valore  $F_s = 1$  corrisponde ad una situazione di incipiente scivolamento del pendio lungo la superficie di scorrimento considerata.

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



**Figura 1: Suddivisione in conci del meccanismo di rottura**

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

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

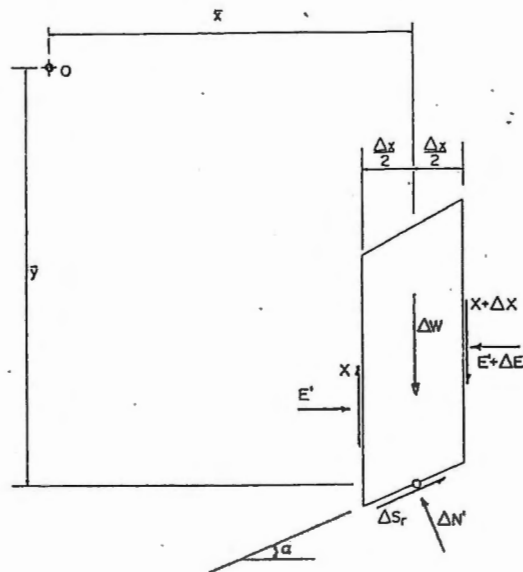


Figura 2: Forze agenti sul singolo concio

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

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

essendo:

$(\tau_{ult})_m$  = resistenza al taglio media del terreno lungo la superficie di scivolamento;

$\tau_m$  = tensione tangenziale media mobilitata lungo la superficie di scivolamento.

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

di esse.

Il programma permette il calcolo dei coefficienti di sicurezza di superfici di potenziale scivolamento sia circolari sia di geometria qualsiasi. Nel caso di superfici circolari è possibile definire una griglia al cui interno sono situati i centri delle superfici di scivolamento per le quali si ricerca il coefficiente di sicurezza.

In tale maniera è possibile individuare la superficie per la quale si ha il coefficiente di sicurezza minimo. Eventualmente la procedura può essere ripetuta imponendo altri vincoli alle superfici di scivolamento in modo da migliorare l'affidabilità della ricerca.

### ANALISI DINAMICA CON METODI DI NEWMARK

Per la verifica della stabilità interna del rilevato in condizioni sismiche, come esposto a seguire, oltre al metodo dell'equilibrio limite, illustrato nel capitolo precedente, è stata condotta anche una verifica dinamica applicando il metodo di Newmark (o "metodo del blocco rigido").

L'analisi alla Newmark è un metodo di analisi numerica in cui un possibile cinematismo di pendio viene assimilato a quello di un blocco rigido attritivo, su cui gravano le forze dinamiche indotte dal sisma. In sostanza il metodo valuta lo spostamento di un blocco di massa pari a quella di un corpo di frana, sottoposto alla accelerazione indotta dal sisma.

L'equilibrio del blocco rigido consente di ricavare il corrispondente valore di accelerazione critica, ovvero quel valore di accelerazione tale per cui si innesca il movimento. Selezionato un accelerogramma di riferimento, rappresentativo della sismicità del sito, il calcolo degli spostamenti permanenti avviene attraverso la doppia integrazione (accelerazione>>velocità>>spostamento) delle porzioni dell'accelerogramma che supera il valore di accelerazione critica (al di sopra del quale, pertanto, si instaura il fenomeno di instabilità).

### 6.1.3 CONDIZIONI DI CARICO

#### SOVRACCARICO (CARICO MOBILE DA TRAFFICO)

Per tutte le sezioni in esame (fatta eccezione per la sezione n. 404, posta alla pk 6498.0m, riferita alla di mitigazione acustica) è stato considerato un sovraccarico pari a 20kPa sulla sommità del rilevato, rappresentativo del carico mobile da traffico veicolare.

Conservativamente, tale sovraccarico è stato considerato agente anche in presenza di sisma.

#### AZIONE SISMICA

L'azione sismica è introdotta nelle analisi mediante l'utilizzo del metodo pseudostatico.

Attraverso la definizione dei coefficienti sismici orizzontale e verticale  $k_h$  e  $k_v$  a ciascun concio costituente il cuneo di scivolamento è applicato un sistema di forze dato dalle seguenti relazioni:

$$F_{h,i} = W_i \times k_h$$

$$F_{v,i} = W_i \times k_v$$

In cui

$W_i$  è il peso del concio i-esimo

$F_{h,i}$  e  $F_{v,i}$  sono le forze orizzontali e verticali applicate al concio i-esimo

Applicato il sistema di forze che simula l'azione sismica, la ricerca della superficie di scivolamento critica avviene secondo le stesse modalità adottate per l'analisi statica.

Il raccordo in progetto si sviluppa nella sola Provincia di Parma, classificata in zona sismica 3 secondo l'Ordinanza n° 3274 del 20 marzo 2003 del Presidente del Consiglio dei Ministri e successive modifiche e integrazioni. In particolare il tracciato è ubicato nelle zone sismiche come esplicitato nella seguente Tabella.

COMUNE	PROVINCIA	ZONA SISMICA
Fontevivo	PARMA	3
Fontanellato		
Parma		
Trecasali		
Sissa		

**Tabella 2: Zonazione sismica**

In accordo con la succitata normativa, alla zona sismica 3 corrispondono i seguenti valori dei coefficienti sismici orizzontale e verticale:

- $k_h=0.094$
- $k_v=\pm 0.047$



#### 6.1.4 VERIFICA DI STABILITA'INTERNA

L'elaborazione è stata rivolta considerando tutte le superfici di scivolamento potenzialmente critiche ad eccezione di quelle a carattere marcatamente corticale: in tali situazioni difatti il cinematismo risulta impedito dalla presenza dell'apparato radicale proprio dello strato di inverdimento o della pavimentazione stradale. Nella tabella che segue si riportano i valori dei coefficienti di sicurezza ottenuti sia in condizioni statiche che in presenza di sisma. Si precisa che, essendo il materiale costituente il rilevato di natura incoerente, le analisi sono state condotte con riferimento alle sole condizioni drenate.

SEZIONE	CASO	FS
H max	STATICO (CD)	1.40
	SISMICO (CD) ↑	1.15
	SISMICO (CD) ↓	1.16

**Tabella 3: Coefficienti di sicurezza per le analisi di stabilità interna dei rilevati realizzate con materiale granulare**

Si riportano nel seguito i risultati delle analisi di stabilità interna condotte sui rilevati realizzati con terre stabilizzate a calce/cemento. Si osserva che in tal caso non si instaurano meccanismi di instabilità interna: i fattori di sicurezza riportati sono riferiti alle corrispondenti analisi di stabilità globale.

SEZIONE	CASO	FS
H max	STATICO (CD)	2.15
	SISMICO (CD) ↑	1.80
	SISMICO (CD) ↓	1.81

**Tabella 12: Coefficienti di sicurezza per le analisi di stabilità interna dei rilevati realizzato con terre stabilizzate a calce-cemento**

Nella verifica all'equilibrio limite in condizioni sismiche (metodo pseudostatico) effettuata sul manufatto realizzato con materiale granulare da Capitolato, il coefficiente di sicurezza risulta inferiore al valore di 1.3 previsto dalla normativa, seppur sempre superiore all'unità. Tale condizione non si verifica per il rilevato realizzato con materiale stabilizzato a calce/cemento.

Si procede pertanto alla verifica della stabilità interna del rilevato realizzato con terreni incoerenti (A1-A2-A3), adottando il metodo di Newmark (o "metodo del blocco rigido"). L'Eurocodice 8, peraltro, indica: "In presenza dell'azione sismica, lo stato limite di un pendio è definito in relazione a spostamenti permanenti della massa di terreno di entità inaccettabile, entro una profondità che risulti significativa per gli effetti sulla stabilità e/o sulla funzionalità della struttura", di fatto quindi suggerendo come preferibile una valutazione di carattere dinamico, l'unica che consenta di definire lo spostamento permanente atteso in presenza di sisma. Quali accelerogrammi di riferimento per le verifiche dinamiche sono stati utilizzati quelli con i massimi valori di accelerazione disponibili, cioè quelli riferiti al Comune di Fontevivo, emessi dalla Regione Emilia Romagna (crf. RAAA/ATST/PDG1.06.01.01 – Relazione sismica).

In Tabella 4 sono riportati i risultati delle verifiche di stabilità dinamiche relativamente alla sezione di rilevato di altezza massima. Lo spostamento permanente è nullo per ogni condizione di verifica, essendo l'accelerazione minima necessaria per l'innescò dello scivolamento (accelerazione critica) superiore al picco di accelerazione per i vari accelerogrammi presi a riferimento.

Rilevato	Altezza rilevato [m]	Accelerogramma di riferimento	Tempo di ritorno [anni]	Spostamento permanente [cm]
Hmax	3.70	000046xa_034016 Fontevivo	475	0.0 -> NO instabilità
		000126xa_034016 Fontevivo		0.0 -> NO instabilità
		000354xa_034016 Fontevivo		0.0 -> NO instabilità

**Tabella 4 - Verifiche di stabilità dinamiche (Newmark) per il rilevato di approccio al CA05**

### 6.1.5 VERIFICHE DI STABILITA' GLOBALE

Le analisi di stabilità condotte con software SLOPE/W hanno restituito, per la sezione rappresentativa esaminata, valori dei coefficienti di sicurezza globale superiori al minimo imposto dalla norma applicata D.M. LL.PP. 11/03/1988. Nelle tabelle che seguono si riportano i valori dei coefficienti di sicurezza ottenuti sia in condizioni statiche che in condizioni sismiche.

Le analisi di stabilità sia statiche che in presenza di sisma sono state condotte in condizioni drenate (CD), laddove il terreno di sedime del rilevato abbia natura prevalentemente incoerente. Per le sezioni in cui i rilevati sono fondati su strati di materiale coesivo, le analisi di stabilità in situazione statica sono state condotte con riferimento sia a condizioni drenate (CD) che non drenate (CND), mentre in presenza di azione sismica si è adottato il solo approccio di calcolo in condizioni non drenate (CND).

SEZIONE	CASO	FS
Hmax	STATICO (CD)	1.76
	SISMICO (CD) ↑/↓	1.49 - 1.50

**Tabella 5: Coefficienti di sicurezza per le analisi di stabilità globale del rilevato deviazione provvisoria A1 (NB: nel caso sismico, con ↑/↓ si è voluta indicare l'analisi condotta con accelerazione pseudo-statica diretta, rispettivamente, verso l'alto/verso il basso)**

SEZIONE	CASO	FS
Hmax	STATICO (CD)	2.15
	SISMICO (CD) ↑/↓	1.80 - 1.81

**Tabella 13: Coefficienti di sicurezza per le analisi di stabilità globale del rilevato deviazione provvisoria A1 realizzato con terreni stabilizzati a calce-cemento (NB: nel caso sismico, con ↑/↓ si è voluta indicare l'analisi condotta con accelerazione pseudo-statica diretta, rispettivamente, verso l'alto/verso il basso)**

## 6.1 CALCOLO DEI CEDIMENTI

In funzione della natura incoerente o coesiva dei terreni di fondazione si è proceduto al calcolo delle seguenti componenti dei cedimenti totali attesi al piano di posa del rilevato:

- Strati di natura incoerente: cedimento immediato (elastico);
- Strati di natura coesiva: cedimento immediato (elastico);  
cedimento di consolidazione primaria con valutazione del decorso nel tempo dello stesso.

Con riferimento al contesto geotecnico in oggetto ed all'entità e all'estensione del corpo di carico costituito dal rilevato della deviazione provvisoria, cui si aggiunge peraltro la natura temporanea del manufatto, l'unico cedimento significativo ai fini ingegneristici è il cedimento immediato, maturato nel volume di terreno compreso nei primi 25 / 27 m da p.c., essenzialmente costituito da suoli di natura incoerente.

Il calcolo del cedimento immediato è stato condotto per mezzo del codice di calcolo FEM PLAXIS 2D versione 2011, sviluppato dalla Delft University of Technology & Plaxis bv, Olanda. Il software consente di eseguire analisi di stabilità e di deformazione per applicazioni geotecniche in condizioni di deformazione piana.

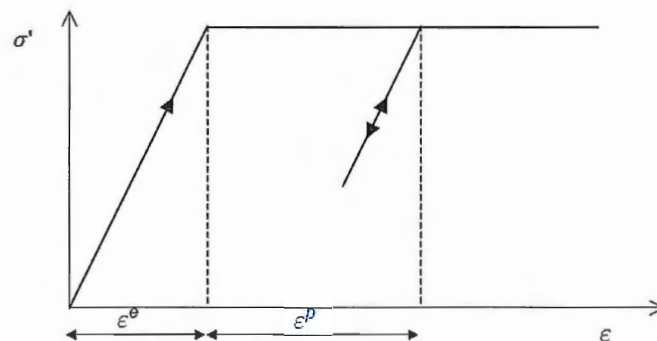


Il problema è studiato costruendo un modello agli elementi finiti, nel quale si è simulata la costruzione del rilevato per mezzo di due fasi di calcolo:

- fase 1: ricostruzione della storia geologica dei terreni di fondazione, tramite la definizione dello stato tensionale geostatico dei depositi interessati dalla costruzione del rilevato;
- fase 2: costruzione del corpo del rilevato, per la sua intera altezza.

Il modello ad elementi finiti, nel quale si sono opportunamente specificate le proprietà dei materiali e le condizioni al contorno, è riferito a condizioni geometriche di tipo piano: l'esito delle analisi non restituisce dunque fedelmente il campo dei cedimenti attesi ai margini dei rilevati di approccio alle spalle dei ponti e cavalcavia, caratterizzandosi lo stato tensionale indotto, in tali sezioni, da una decisa tridimensionalità. I risultati ottenuti nella simulazione FEM in condizioni geometriche piane forniscono in tal senso una stima conservativa del cedimento che, tuttavia, non implica ricadute progettuali in relazione alla limitatezza degli spostamenti verticali ed alla mobilitazione rapida degli stessi, contestualmente alla realizzazione, per strati successivi compattati del corpo dei rilevati. L'estensione in direzione verticale dei modelli è stata scelta in modo che alla base del dominio di calcolo l'incremento di tensione verticale  $\Delta\sigma_v$  generato dall'applicazione del carico del rilevato fosse pari a circa il 10% della tensione litostatica  $\sigma_{v0}$ .

Con riferimento al legame costitutivo adottato in seno alla modellazione numerica, il comportamento tenso-deformativo dei terreni è stato riprodotto mediante un legame costitutivo elasto-plastico con legge di incrudimento nulla e criterio di rottura di Mohr-Coulomb. Nel ramo elastico il materiale si comporta come un mezzo elastico omogeneo e isotropo e a tal fine la definizione della rigidezza è governata da due variabili indipendenti. Nel caso specifico ad ogni materiale è stato assegnato il modulo di elasticità  $E'$  (modulo di Young), associato alla risposta meccanica del materiale corrispondentemente al livello deformativo atteso, ed il coefficiente di Poisson  $\nu'$ . Raggiunto il punto di plasticizzazione il materiale subisce deformazioni a sforzo costante, per cui rispetto ad un modello semplicemente elastico, il modello costitutivo elasto-plastico consente di cogliere con precisione il reale comportamento dei terreni.



**Figura 3: Legge sforzi-deformazioni adottata per la modellazione dei terreni**

Nella seguente tabella si riportano i parametri geotecnici di progetto adottati nelle analisi dei cedimenti immediati; per il solo materiale utilizzato per modellare il rilevato, si è adottato un modello elastico non costituendo scopo dell'analisi la determinazione del livello deformativo entro il rilevato stesso. I valori del modulo elastico derivano per riduzione del modulo a piccole deformazioni  $E_0$ , secondo leggi di degrado da in letteratura. Nel caso specifico, il valore del modulo operativo introdotto nei modelli risulta essere pari a  $1/10 E_0$ .

UNITÀ LITOLOGICA	$\gamma$	$c'$	$\phi'$	$E'$	$\nu$	$E'_{inc}$
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[°]	[MPa]	[-]	[MPa/m]
RILEVATO	20	-	-	30	0.3	0
L sx	20	0	28	15	0.4	0
G1 sx (< 15 m da p.c.)	20	0	43	50	0.3	2.3
G1 sx (> 15 m da p.c.)	20	0	43	85	0.3	2.5

**Tabella 6: Parametri geotecnici di progetto adottati nelle analisi dei cedimenti immediati**



Per la sezione esaminata, è riportato il cedimento calcolato alla quota del piano campagna al piede, al ciglio della carreggiata e sull'asse. Sulla verticale dell'asse si sono altresì distinti i diversi contributi al cedimento totale riferiti ai singoli orizzonti costituenti la stratigrafia (si veda immagine seguente per localizzazione verticali di calcolo).

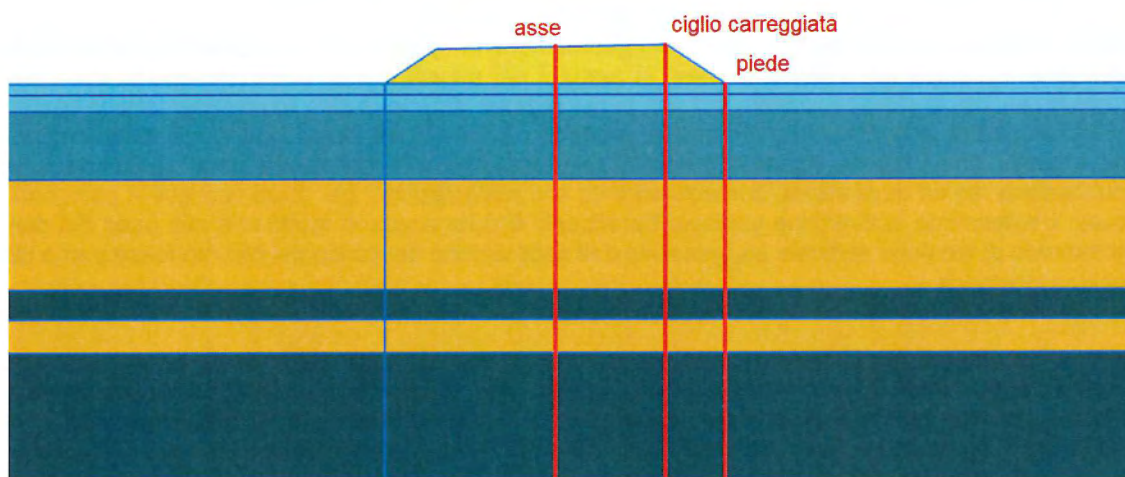


Figura 4: Sezioni di calcolo dei cedimenti sul rilevato

Sez.	H <sub>MAX RIL.</sub>	Cedimento immediato calcolato alla base del rilevato			Componente del cedimento calcolata in asse al rilevato per ciascuna unità litologica		
		piede rilev.	ciglio carr.	asse carr.	L sx	G1 sx	A sx
	[m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
H <sub>max</sub>	3.70	↑ 1.3	↓ 1.0	↓ 1.5	0.9	0.1	0.5

Tabella 7: Risultati dell'analisi dei cedimenti immediati per la sezione di altezza massima del rilevato

## 7 ANALISI DI LIQUEFAZIONE DEI TERRENI

Nel presente capitolo sono riportate le verifiche di suscettibilità alla liquefazione dei depositi sabbiosi sottostanti il raccordo stradale in progetto con riferimento al punto 2.3 delle "Norme tecniche per il progetto sismico delle opere di fondazione e di sostegno dei terreni" dell'Ordinanza n. 3274 del 20/03/2003 del Presidente del Consiglio dei Ministri e successive modifiche e integrazioni.

L'ordinanza impone la verifica di suscettibilità alla liquefazione ove la falda freatica si trovi in prossimità del piano campagna ed il terreno di fondazione comprenda strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda, si specifica inoltre che la verifica può essere omessa qualora il terreno sabbioso si trovi ad una profondità maggiore di 15 m dal piano campagna.

Per il calcolo del coefficiente di sicurezza nei confronti della liquefazione si è fatto uso del metodo proposto da Tokimatsu e Yoshimi (1983) che prende in considerazione i parametri geotecnici del terreno ottenuti dalle prove penetrometriche dinamiche e il sisma di progetto attraverso l'introduzione dell'accelerazione sismica orizzontale massima in superficie.

L'accelerazione sismica orizzontale massima in superficie è definita dalla normativa sismica per le varie zone, come da tabella seguente:

Zona	1	2	3	4
a (g)	0.35	0.25	0.15	0.05

**Tabella 8: Valori dell'accelerazione sismica attesa in superficie per zona sismica**

La suscettibilità del deposito alla liquefazione si esprime attraverso un coefficiente di sicurezza FS dato dal rapporto tra la resistenza al taglio mobilabile nello strato R e lo sforzo tagliante indotto dal sisma T:

$$F_s = \frac{R}{T}$$

Lo sforzo di taglio indotto dal sisma T si ricava mediante la seguente relazione:

$$T = 0.65 \cdot \frac{a}{g} \cdot \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \cdot r_d \cdot \frac{1}{MSF}$$

dove:

$r_d$  è un coefficiente funzione della profondità e valutabile come espresso nel seguito:

$$r_d = 1 - 0.00765 \cdot z \quad \text{se } z \leq 9.15m ;$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 \cdot z \quad \text{se } 9.15 < z \leq 23m ;$$

$$r_d = 0.774 - 0.008 \cdot z \quad \text{se } 23 < z \leq 30m ;$$

$$r_d = 0.5 \quad \text{se } z > 30m .$$

MSF è un coefficiente correttivo funzione della magnitudo M del sisma di progetto e si ricava con le relazioni seguenti:

$$MSF = \left( \frac{M}{7.5} \right)^{-3.3} \quad \text{se } M \leq 7.5 ;$$

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M^{2.56}} \text{ se } M > 7.5.$$

La resistenza al taglio mobilabile  $R$  col metodo proposto da Tokimatsu e Yoshimi (1983) si ottiene mediante la seguente espressione:

$$R = 0.26 \cdot \left[ 0.16 \cdot \sqrt{Na} + (0.21 \cdot \sqrt{Na})^{14} \right]$$

dove:

$$Na = N_{spt} \left( \frac{1.7}{\sigma'_{vo} + 0.7} \right) + N_1$$

con  $\sigma'_{vo}$  in kg/cm<sup>2</sup> e  $N_1$  come da schema seguente (pc = percentuale di fine = passante al 200):

$$N_1 = 0 \text{ se } p_c \leq 5\%;$$

$$N_1 = p_c - 5 \text{ se } 5\% < p_c \leq 10\%;$$

$$N_1 = 0.1 \cdot p_c + 4 \text{ se } p_c > 10\%.$$

Nel caso specifico per  $a_{g,max}$  e  $MSF$  valgono i seguenti valori:

$$a_{g,max} = a_g S = 0.15 \times 1.25 = 0.19$$

$$MSF = \left( \frac{M}{7.5} \right)^{-3.3} = \left( \frac{6.6}{7.5} \right)^{-3.3} = 1.52$$

Con riferimento alla campagna indagini completa eseguita ed al profilo geologico redatto, sono state individuate le seguenti verticali di indagine sulle quali sono state eseguite le verifiche di suscettibilità alla liquefazione. Per la stima del rischio di liquefazione del deposito sabbioso si è fatto riferimento all'indice di Liquefazione  $I_L$  definito da Iwasaki (1978)<sup>1</sup> secondo la seguente relazione:

$$I_L = \int_0^{20} F(z) \cdot w(z) \cdot dz$$

In cui:

$z$  è la profondità da piano campagna

$F(z)$  è un funzione della profondità che vale

$$F(z) = 1 - FS \quad \text{se } FS < 1$$

$$F(z) = 0 \quad \text{se } FS > 1$$

$$w(z) = 10 - 0.5 * z$$

<sup>1</sup> Iwasaki T., Tatsuoka F., Tokida K., Yasuda S. [1978] "A practical method for assessing soil liquefaction potential based on case studies at various sites in Japan", Proceedings 2nd International Conference on Microzonation, San Francisco, pp. 885-896



Nelle relazioni precedenti è quindi implicito che il rischio di liquefazione interessi solamente i primi 20 m di terreno. La stima del rischio è quindi valutata in base ai valori forniti da uno studio basato su dati sperimentali eseguito da Toprak e Holzer<sup>2</sup> (2003), che stabiliscono in base al valore dell'indice di Liquefazione  $I_L$  una stima qualitativa del grado di possibilità del verificarsi di fenomeni di liquefazione.

Indice di liquefazione $I_L$	Rischio
< 5	basso
> 5, <15	elevato
> 15	molto elevato

**Tabella 9: Stima del rischio di Liquefazione secondo Toprak e Holzer (2003)**

Si riportano nella seguente tabella il complesso dei risultati ottenuti dalle analisi di suscettibilità alla liquefazione, si nota che il valore maggiore di  $I_L$  pari a 1.3, ad indicare la bassa suscettibilità dei depositi sabbiosi nel contesto stratigrafico in cui si colloca la Galleria Artificiale A1.

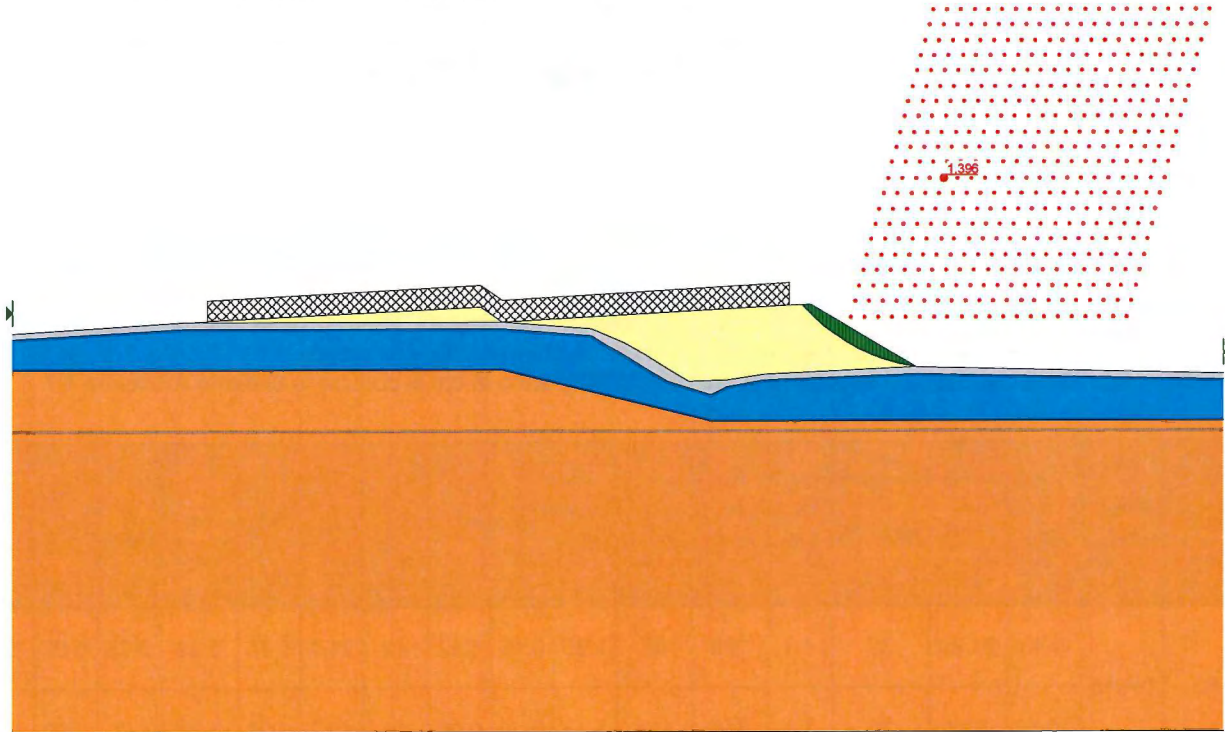
Prova	Prog. (km)	z (m)	pc (%)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$z_w$ (m)	$\sigma_{v0}$ (kPa)	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	$r_d$ (m)	T	N1	N <sub>SPT</sub>	N <sub>a</sub>	R	FS	w (m)	F	Sp. (m)	$I_L$
S3	0+916	6.50	21.20	20	1.3	130	65	0.95	0.15	6.12	12	21.1	0.35	2.29	6.75	0.00	0.57	0.0
		10.50	3.44	20	1.3	210	105	1.14	0.18	0.00	19	18.2	0.23	1.29	4.75	0.00	1.85	
S8	2+245	9.00	43.36	19	-2.67	171	107.7	0.93	0.12	8.34	11	18.7	0.25	2.10	5.50	0.00	1.20	0.0
		34.50	8.72	19	-2.67	655.5	337.2	0.50	0.08	3.72	63	29.6	1.91	24.52	0.00	0.00	1.40	
S11	6+618	16.50	4.72	19	-1.3	313.5	161.5	1.21	0.19	0.00	16	11.6	0.14	0.77	1.75	0.23	3.20	1.3
		19.50	11.60	19	-1.3	370.5	188.5	1.21	0.19	5.16	16	15.5	0.18	0.96	0.25	0.04	2.00	

**Tabella 10: Risultati dell'analisi di rischio alla liquefazione**

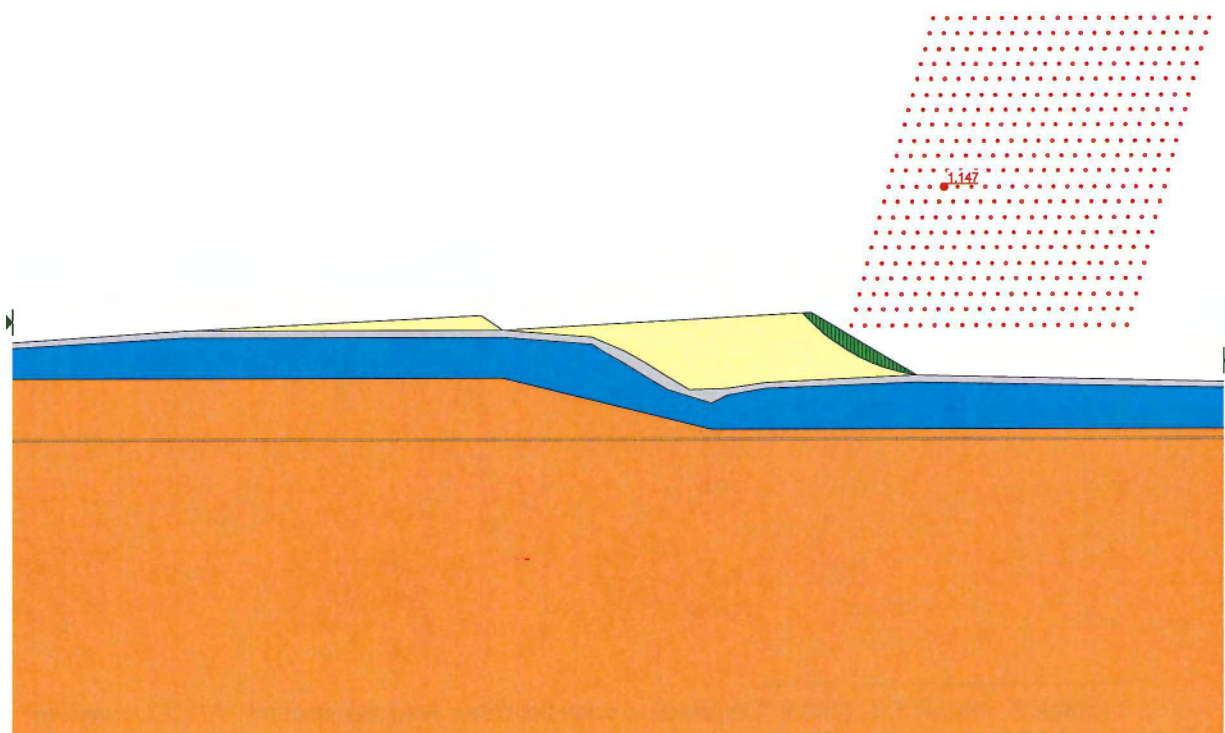
<sup>2</sup> Toprak S., Holzer T. L. [2003] "Liquefaction potential index: field assessment", ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 129, No. 4, pp. 315-322

## ALLEGATO A – VERIFICA DI STABILITA' INTERNA DEL RILEVATO

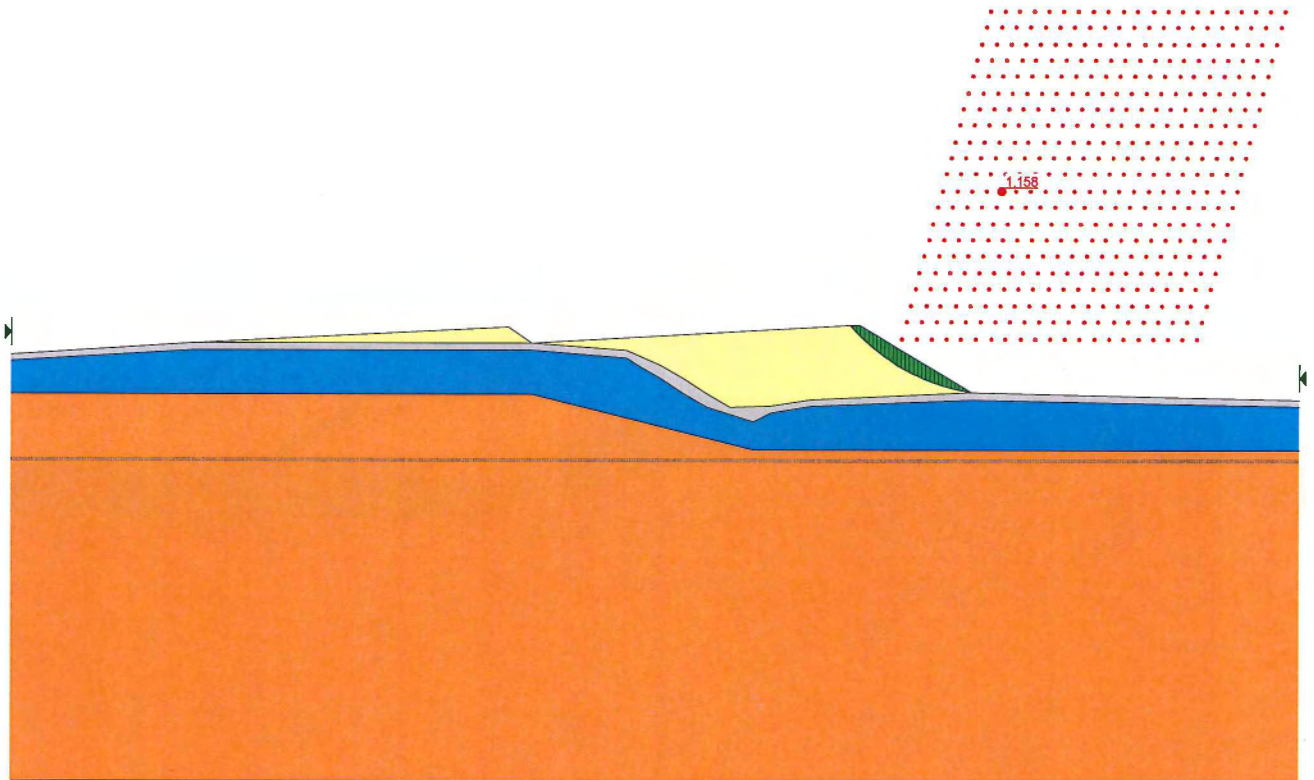
### Rilevato in materiale incoerente – condizione statica



### Rilevato in materiale incoerente – condizione sismica (accelerazione diretta verso l'alto)



Rilevato in materiale incoerente – condizione sismica (accelerazione diretta verso il basso)

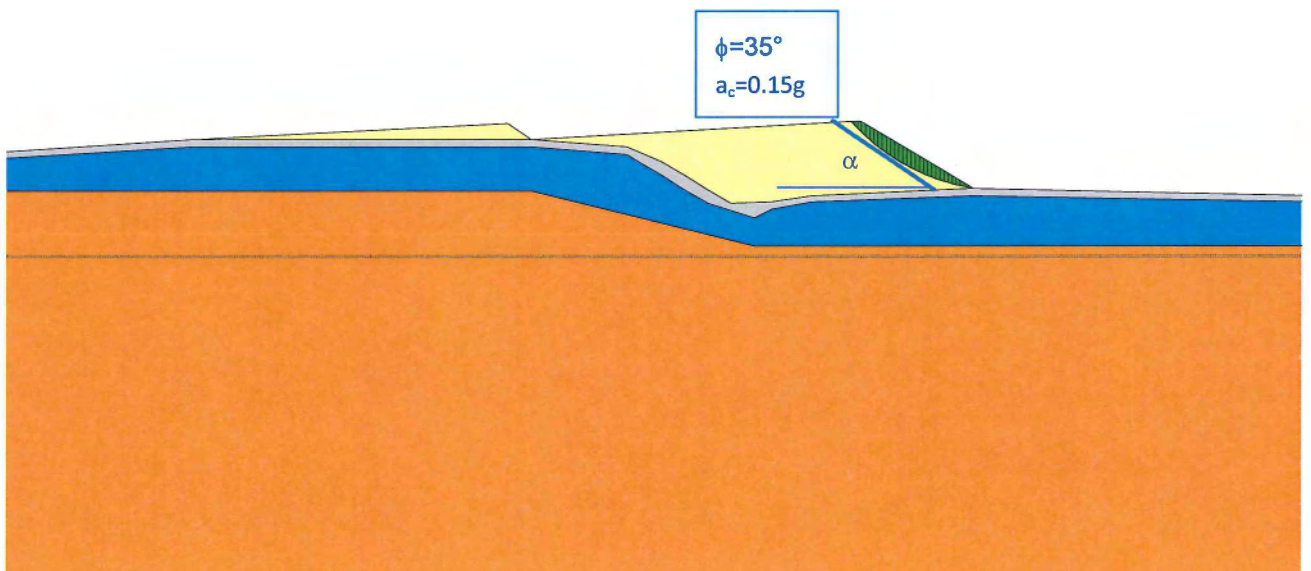
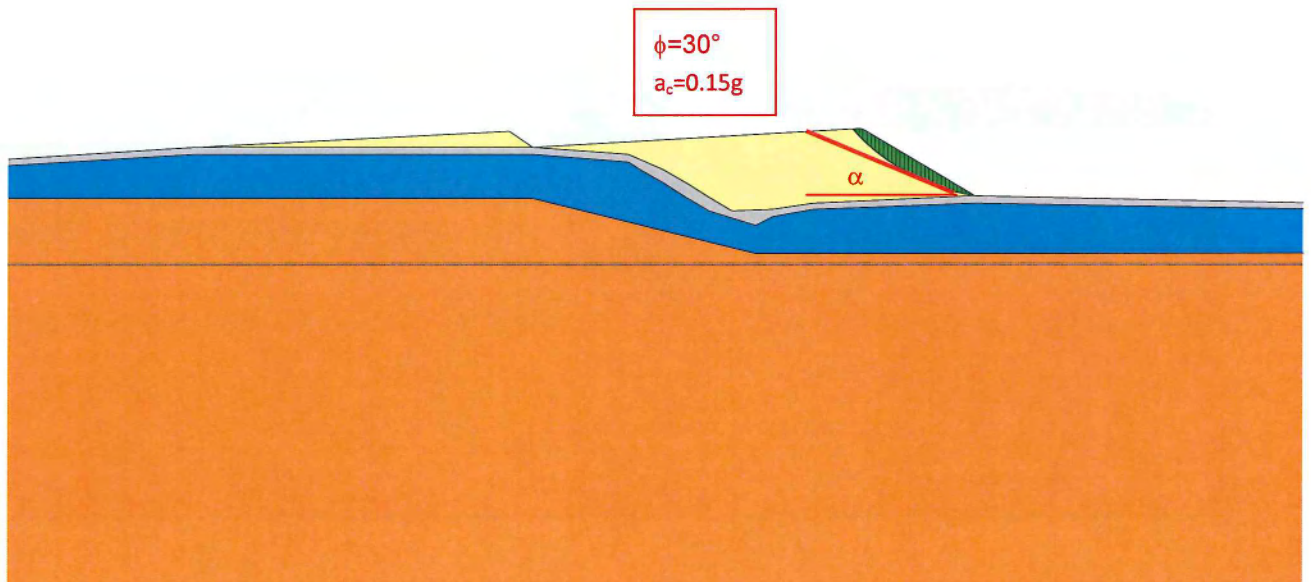




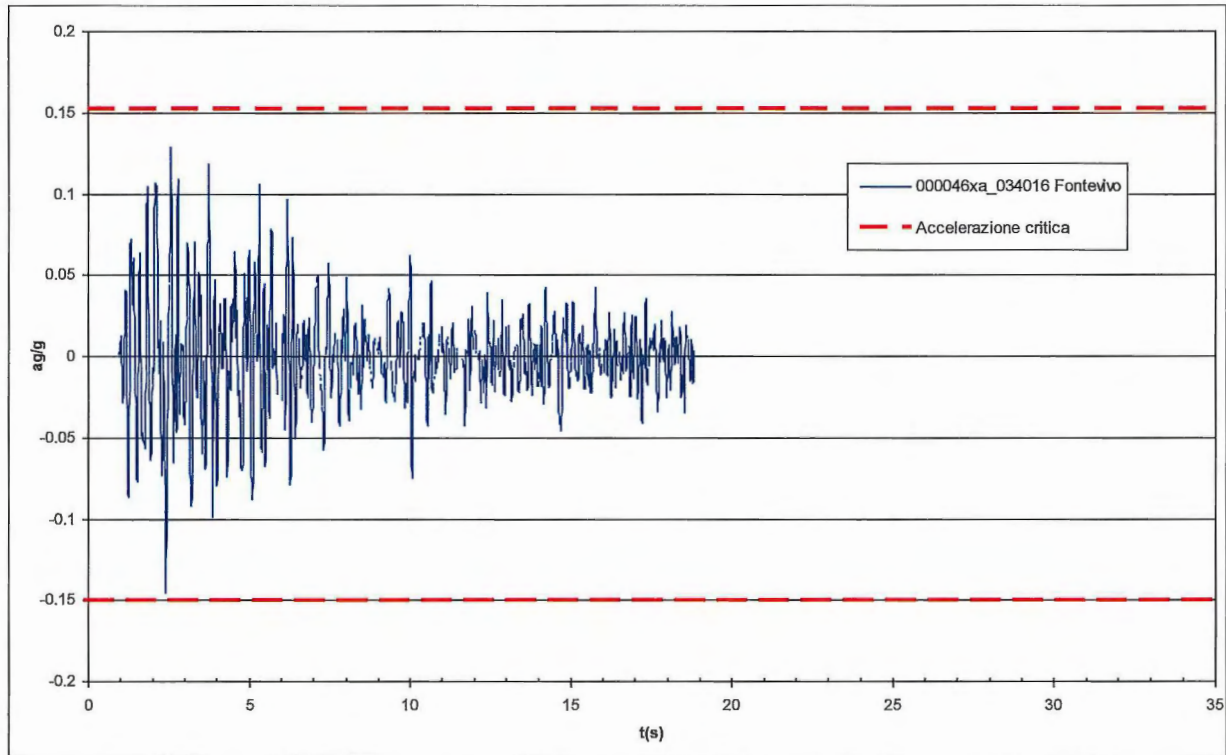
Rilevato in materiale incoerente – condizione sismica/ Metodo di Newmark

$$a_c = K_c \cdot g$$

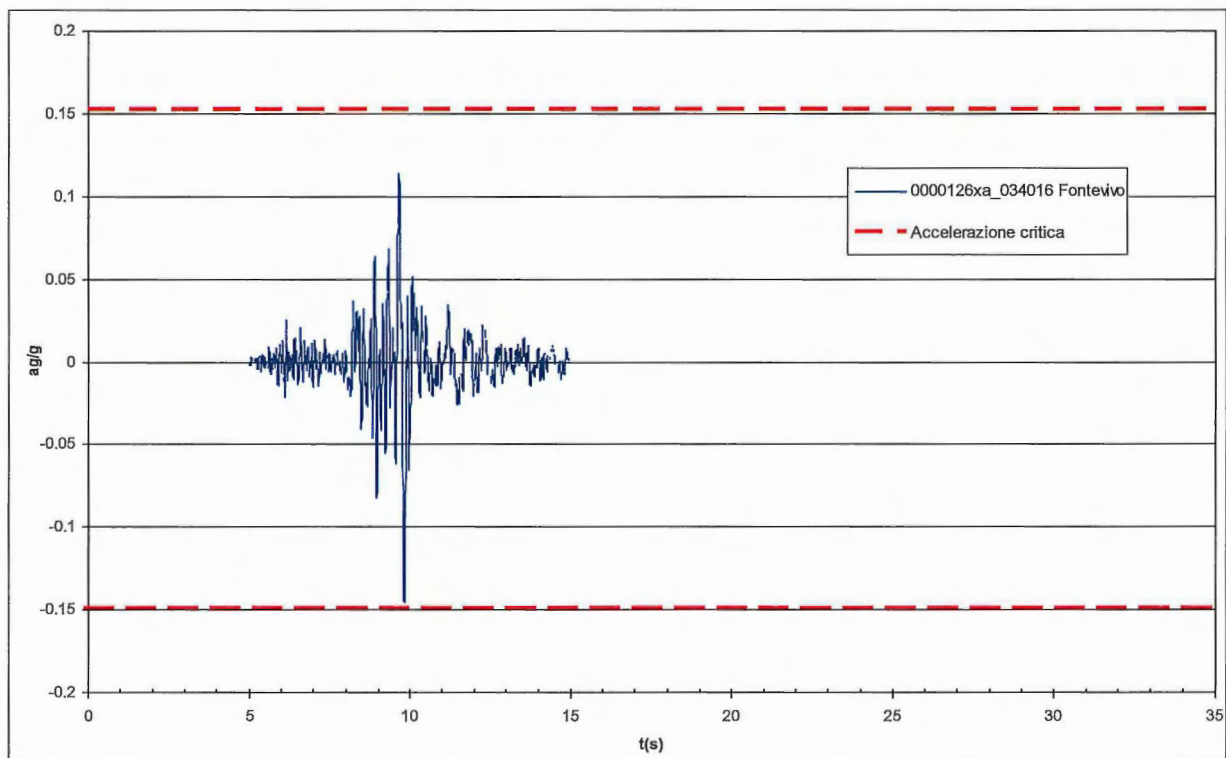
$$K_c = \tan(\varphi) - \tan(\alpha)$$



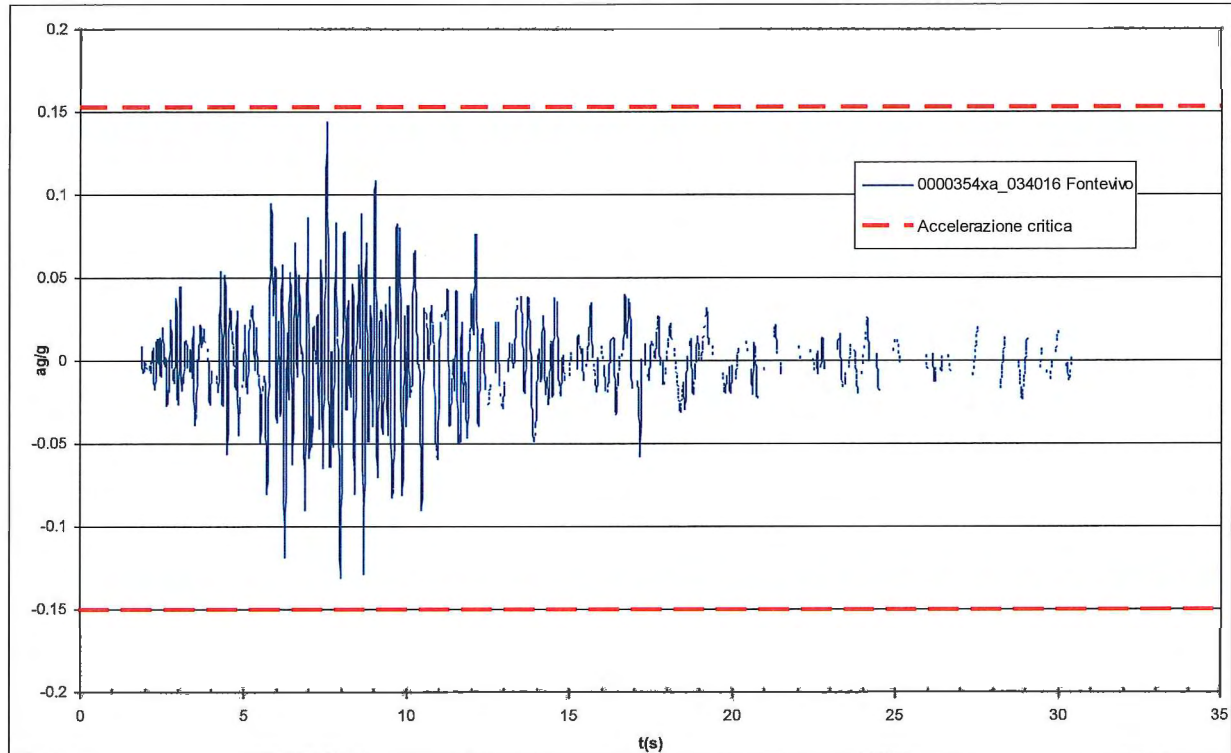
Verifica di stabilità in condizioni dinamiche: classe sismica 3, categoria terreno C, accelerogramma di riferimento Fontevivo 000046xa\_034016Fontevivo, Tr 475 anni



Verifica di stabilità in condizioni dinamiche: classe sismica 3, categoria terreno C, accelerogrammi di riferimento Fontevivo 0000126xa\_034016Fontevivo, Tr 475 anni



**Verifica di stabilità in condizioni dinamiche: classe sismica 3, categoria terreno C, accelerogramma di riferimento Fontevivo 0000354xa\_034016Fontevivo, Tr 475 anni**



**Rilevato in materiale stabilizzato a calce/cemento – condizione statica**

Non si genera meccanismo di instabilità interna.

**Rilevato in materiale stabilizzato a calce/cemento – condizione sismica (accelerazione verso l'alto)**

Non si genera meccanismo di instabilità interna.

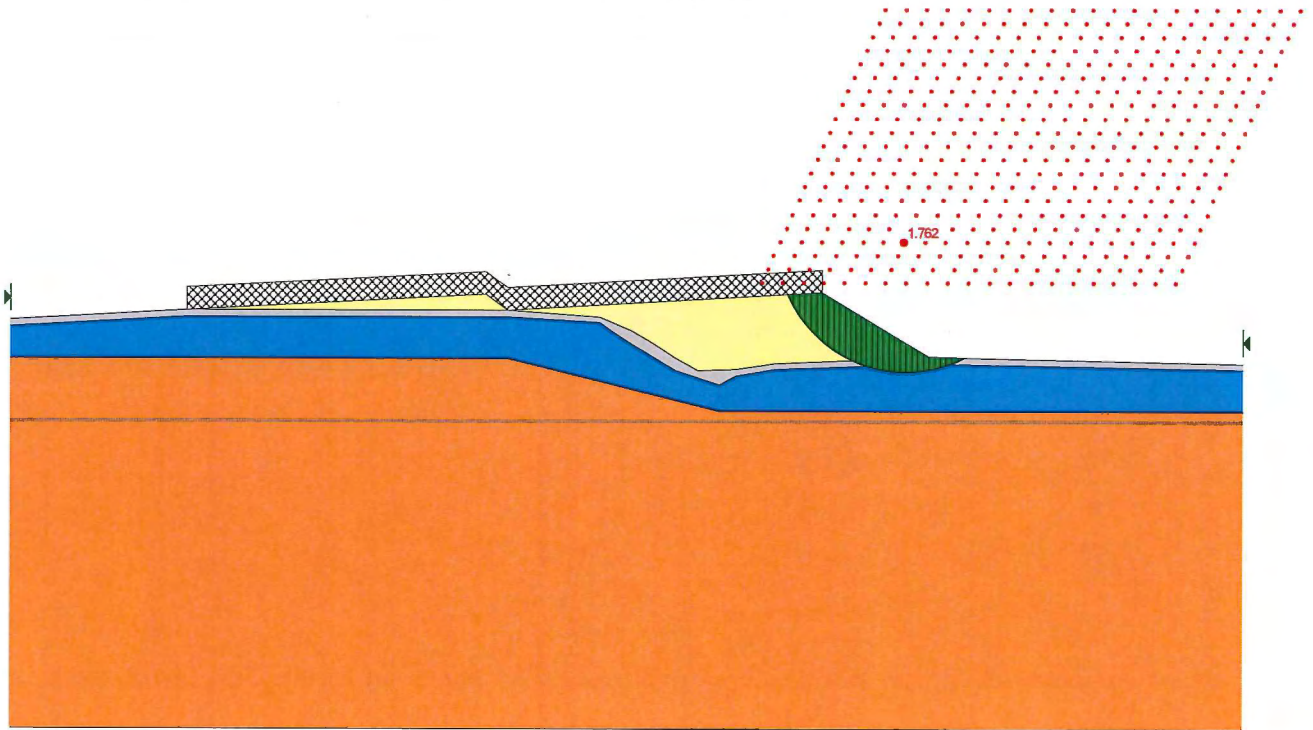
**Rilevato in materiale stabilizzato a calce/cemento – condizione sismica (accelerazione verso il basso)**

Non si genera meccanismo di instabilità interna.

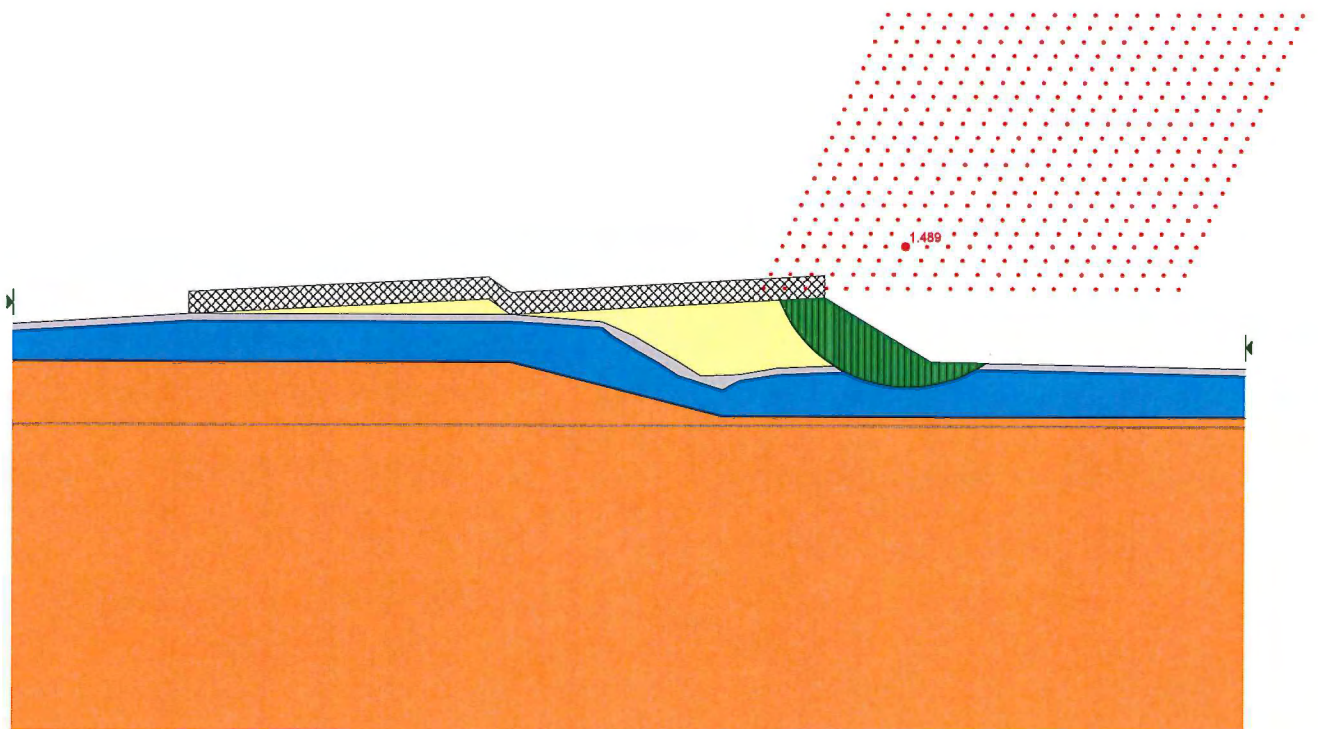


## ALLEGATO B – VERIFICA DI STABILITA' ESTERNA DEL RILEVATO

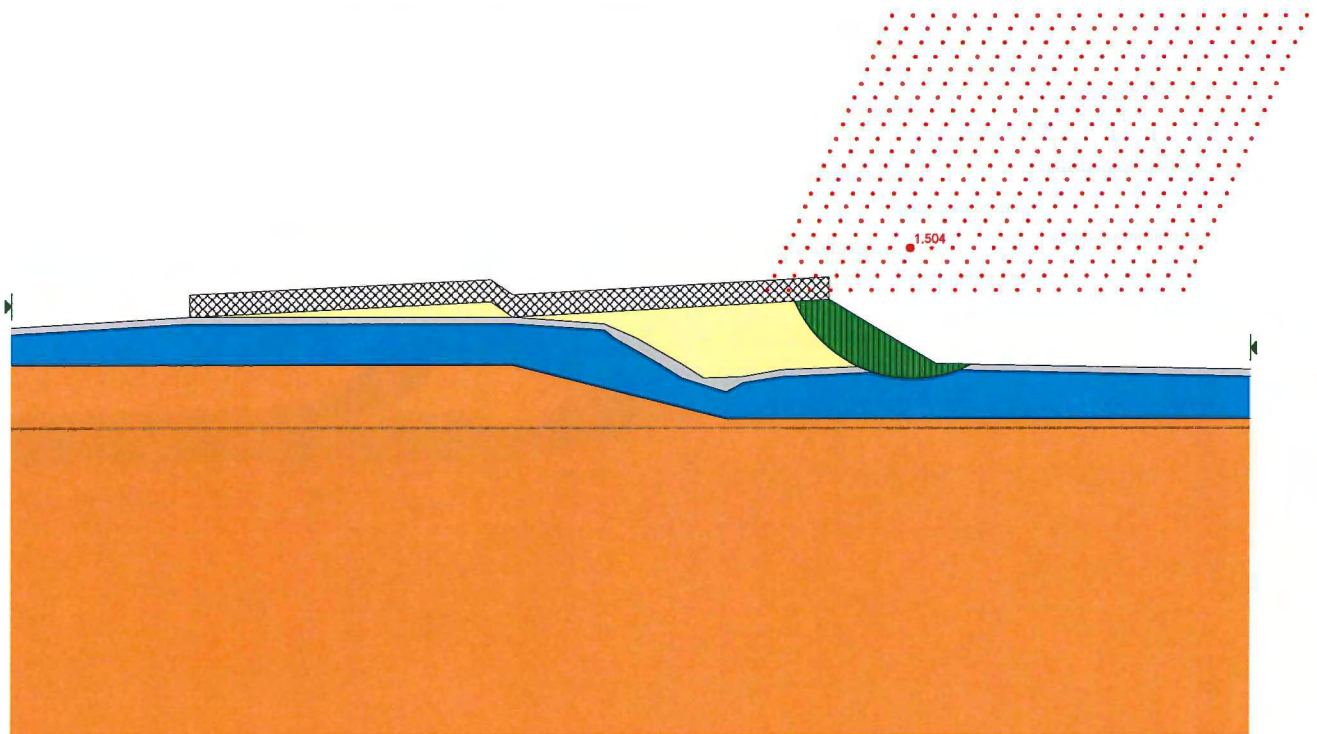
Rilevato in materiale incoerente – condizione statica



Rilevato in materiale incoerente – condizione sismica (accelerazione verso l'alto)

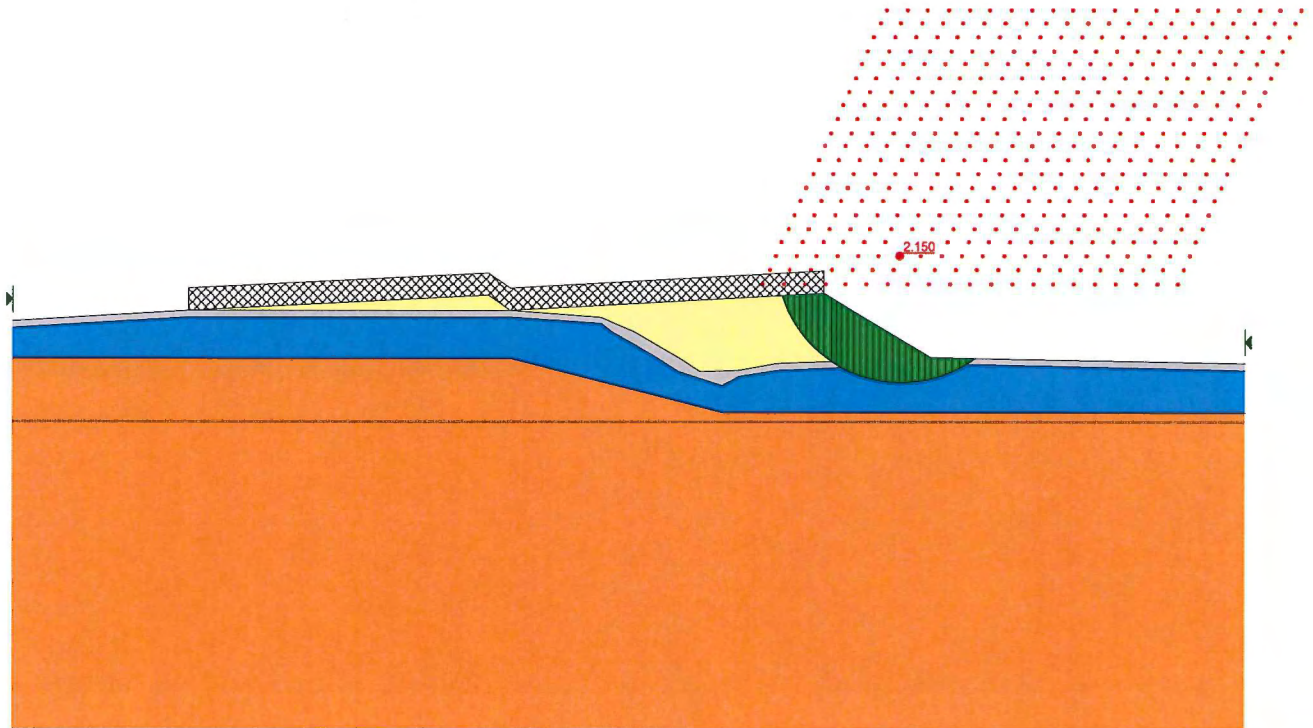


**Rilevato in materiale incoerente – condizione sismica (accelerazione verso il basso)**

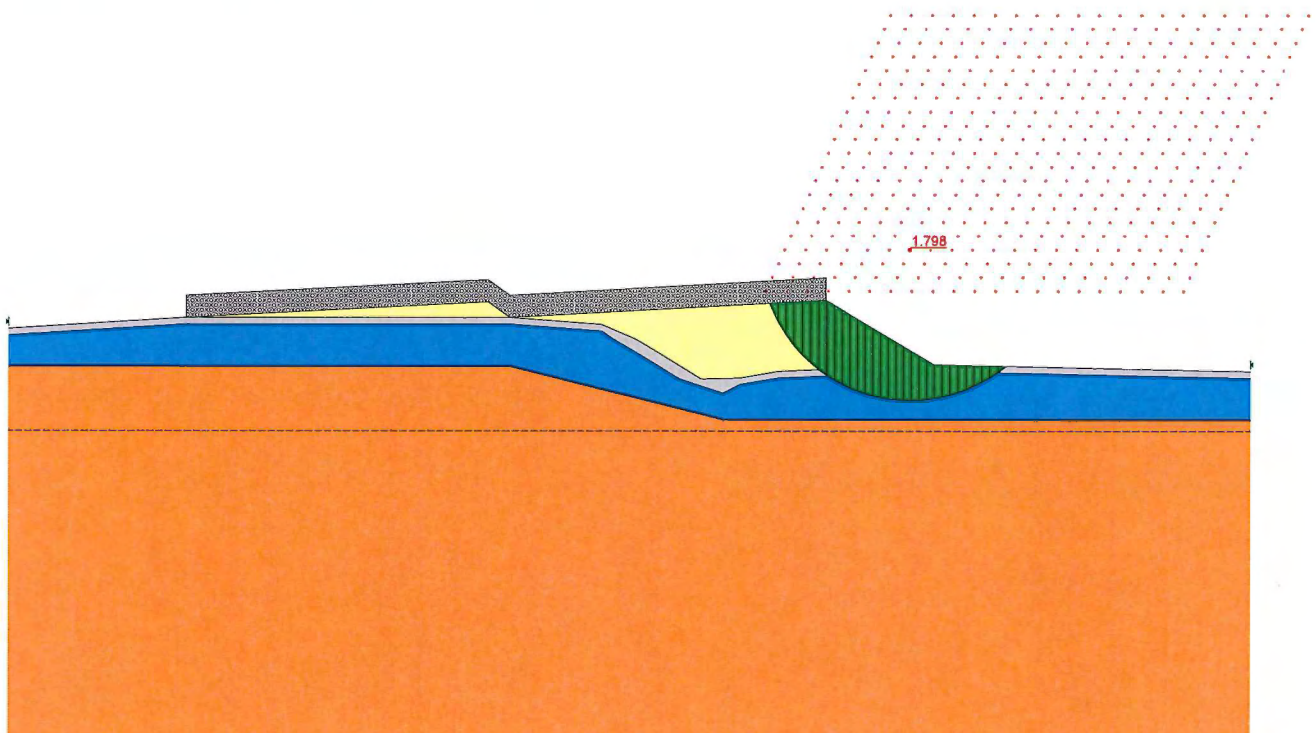




**Rilevato in materiale stabilizzato a calce/cemento – condizione statica**

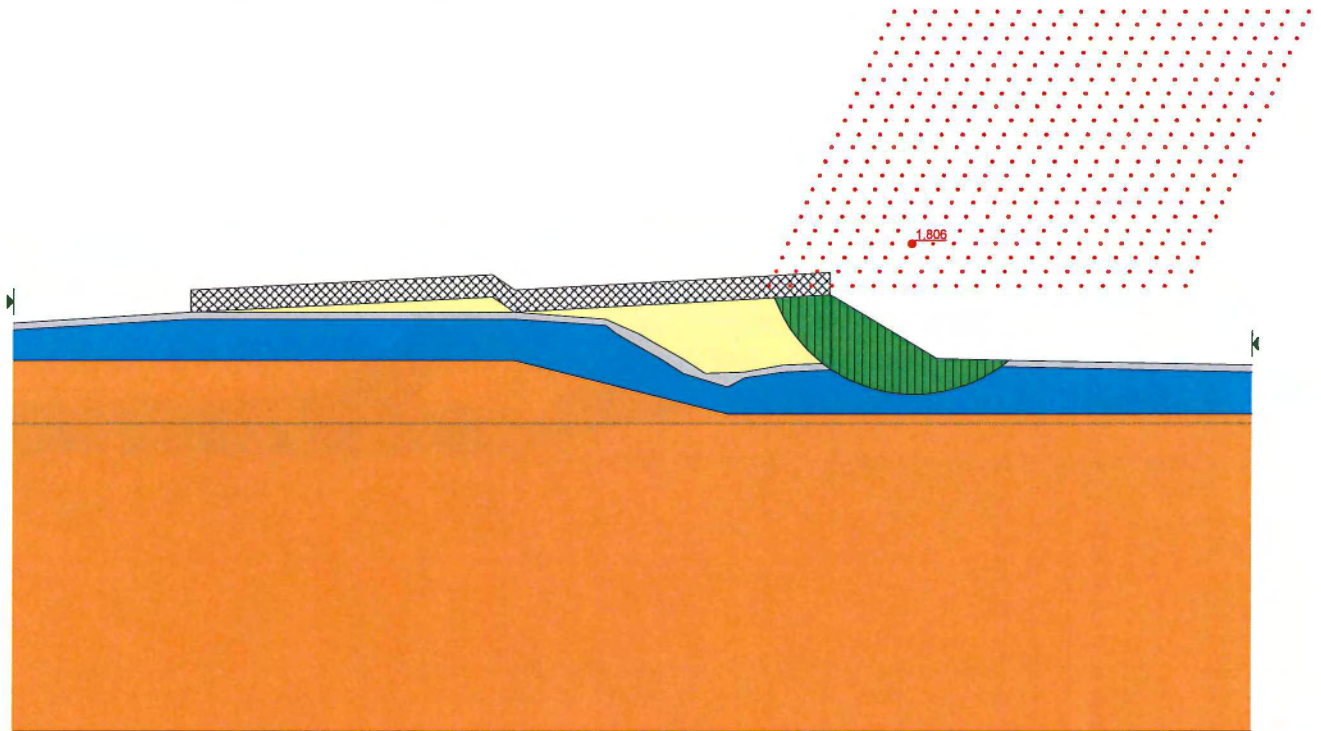


**Rilevato in materiale stabilizzato a calce/cemento – condizione sismica (accelerazione verso l'alto)**



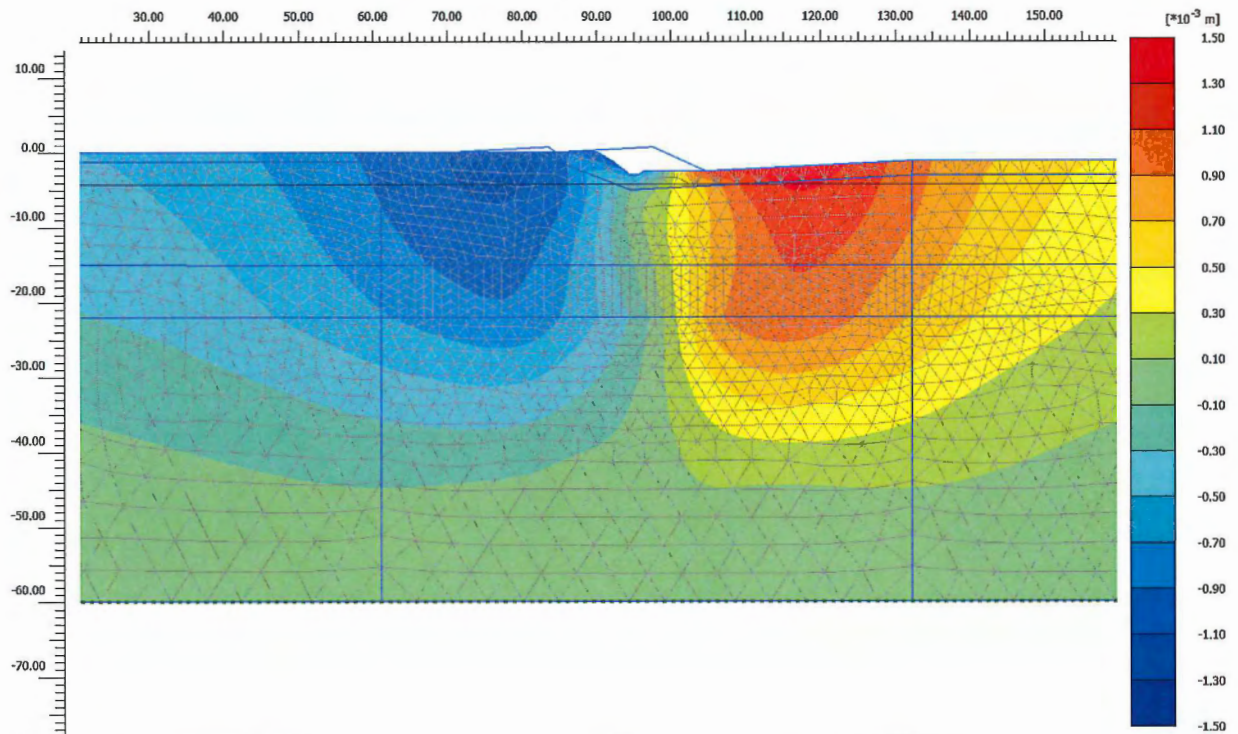


**Rilevato in materiale stabilizzato a calce/cemento – condizione sismica (accelerazione verso l'alto)**



## ALLEGATO C - CALCOLO DEI CEDIMENTI IMMEDIATI

### ANALISI DEI CEDIMENTI ELASTICI DEI RILEVATI – OUTPUT DI CALCOLO



**Total displacements  $u_y$**

Maximum value =  $1.454 \cdot 10^{-3}$  m (Element 1020 at Node 23866)

Minimum value =  $-1.396 \cdot 10^{-3}$  m (Element 1167 at Node 18339)

