

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



## INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01

### TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI PROGETTO ESECUTIVO

### ADEGUAMENTO S.P. 160 DI VALLEMME

### Geologia/Geotecnica Relazione Geotecnica

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI
Consorzio <b>Cociv</b> Ing. G. Guagnozzi	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 1	E	C V	R B	N V 1 5 0 0	0 0 1	A

Progettazione :

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Emissione	ROCKSOIL 	03/09/2012	Ing. F. Colla 	05/09/2012	E. Pagani 	07/09/2012	Dott. Geol. E. De Mattei 

n. Elab.:

File: IG5101ECVRBNV1500001A00

CUP: F81H92000000008



<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
	<p>IG5101ECVRBNV1500001A00</p>	<p>Foglio 3 di 74</p>

## INDICE

INDICE.....	3
1.   PREMESSA.....	4
2.   NORMATIVA E STRUMENTI TERRITORIALI DI RIFERIMENTO.....	7
3.   INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO-IDROGEOLOGICO ....	8
3.1.   Geologia.....	8
3.2.   Geomorfologia .....	18
3.3.   Idrogeologia .....	20
4.   INDAGINI ESEGUITE .....	23
4.1.   Indagini geognostiche.....	23
4.1.1.   Campagna di indagine.....	23
5.   DESCRIZIONE GEOTECNICA DEGLI AFFIORAMENTI E DEI TERRENI DI COPERTURA .....	25
6.   CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI.....	27
6.1.   Parametri ottenuti dall'analisi delle indagini eseguite.....	27
6.1.1 Depositi alluvionali .....	27
6.1.2 Coltre detritica .....	30
7.   CLASSIFICAZIONE GEOMECCANICA DEGLI AMMASSI ROCCIOSI .....	36
7.1.   Argilliti .....	38
7.1.1 Classificazione di Bieniawski e di Hoek Brown .....	38
7.2 Marne.....	40
7.2.1 Classificazione di Bieniawski e di Hoek Brown .....	40
7.3 Formazione di Molare .....	43
7.3.1 Classificazione di Bieniawski e di Hoek Brown .....	43
8.   PARAMETRI GEOTECNICI PER OGNI SINGOLO INTERVENTO .....	48
9.   PRINCIPALI CRITICITA' LUNGO IL TRACCIATO .....	51
9.1.   Opera M01 .....	52
9.1.1 Analisi di stabilità globale.....	52
9.2.   Opera M05.....	55
9.2.1 Analisi di stabilità globale.....	55
9.3.   Opera M11 .....	58
9.3.1 Analisi di stabilità globale.....	59
9.4.   Opera M16/CH02.....	62
9.4.1 Analisi di stabilità globale.....	62
9.5.   Opera M17 .....	66
9.5.1 Analisi di stabilità globale.....	67
9 .....	67
9.6.   Opera M20.....	70
9.6.1 Analisi di stabilità globale.....	70

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
	<p>IG5101ECVRBNV1500001A00</p>	<p>Foglio 4 di 74</p>

## 1. PREMESSA

Il presente documento è stato redatto a supporto della progettazione per la realizzazione di una serie di interventi di adeguamento della viabilità S.P. 160 di Vallemme.

L'intervento ricade nei Comuni di Voltaggio, Carrosio e Gavi e prevede un adeguamento e un miglioramento della viabilità ordinaria, consistenti nell'allargamento della piattaforma stradale, nella manutenzione straordinaria del corpo stradale con l'installazione di nuove barriere di sicurezza e nella realizzazione di un nuovo ponte sul T. Lemme in località "Maddalena" nel Comune di Gavi (Al). Tra le opere d'arte minori sono previsti muri di sostegno, opere a sbalzo, reti metalliche contro l'erosione superficiale della coltre detritica e dello strato d'alterazione della roccia e l'allargamento di due piccoli ponti esistenti.

E' importante precisare che, la presente nota revisiona, ove revisiona ed integra, ove ritenuto necessario, gli aspetti geologici e geotecnici eseguiti in precedenza e descritti in Progetto Definitivo con particolare riferimento alle sezioni stratigrafiche dei terreni in corrispondenza delle opere d'arte principali.

Rispetto alla fase di PD, alla data odierna, non sono disponibili nuove indagini per un affinamento della caratterizzazione geologica e geotecnica dell'area.

Gli approfondimenti stratigrafici in corrispondenza delle opere sono stati quindi basati solo sui dati del rilevamento geologico-geomorfologico di dettaglio; questo comporta che i contatti stratigrafici riportati nelle sezioni geologico-geotecniche mantengano un certo grado di incertezza sul loro andamento nel sottosuolo e sulla profondità a cui sono stati ipotizzati.

Si descrivono, di seguito, nel documento le caratteristiche geologiche e geotecniche del tratto di strada; inoltre vengono sinteticamente descritte le sezioni stratigrafiche tipo, ricostruite in corrispondenza delle opere d'arte principali.

La presente relazione descrive quanto rappresentato negli elaborati grafici allegati:

- Profilo e sezioni geologico – geotecniche generale Tav. 1/8 (elaborato IG51-01-E-CV AZ NV 15 0 0 001 A00),
- Profilo e sezioni geologico – geotecniche generale Tav. 2/8 (elaborato IG51-01-E-CV AZ NV 15 0 0 002 A00),
- Profilo e sezioni geologico – geotecniche generale Tav. 3/8 (elaborato IG51-01-E-CV AZ NV 15 0 0 003 A00),
- Profilo e sezioni geologico – geotecniche generale Tav. 4/8 (elaborato IG51-01-E-CV AZ NV 15 0 0 004 A00),
- Profilo e sezioni geologico – geotecniche generale Tav. 5/8 (elaborato IG51-01-E-CV AZ NV 15 0 0 005 A00),

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG5101ECVRBNV150001A00</p>	<p>Foglio 5 di 74</p>

- Profilo e sezioni geologico – geotecniche generale Tav. 6/8 (elaborato IG51-01-E-CV AZ NV 15 0 0 006 A00),
- Profilo e sezioni geologico – geotecniche generale Tav. 7/8 (elaborato IG51-01-E-CV AZ NV 15 0 0 007 A00),
- Profilo e sezioni geologico – geotecniche generale Tav. 8/8 (elaborato IG51-01-E-CV AZ NV 15 0 0 008 A00),
- Profilo e sezioni geologico – geotecniche generale Tav. 1/8 (elaborato IG51-01-E-CV AZ NV 15 0 0 001 A00),
- Profilo e sezioni geologico – geotecniche generale Tav. 1/8 (elaborato IG51-01-E-CV AZ NV 15 0 0 001 A00),
- Carta geologico – geomorfologica con ubicazione indagini geognostiche in scala 1:1000 Tav. 1/9 (elaborato IG51-01-E-CV G7 NV 15 0 0 001 A00),
- Carta geologico – geomorfologica con ubicazione indagini geognostiche in scala 1:1000 Tav. 2/9 (elaborato IG51-01-E-CV G7 NV 15 0 0 002 A00),
- Carta geologico – geomorfologica con ubicazione indagini geognostiche in scala 1:1000 Tav. 3/9 (elaborato IG51-01-E-CV G7 NV 15 0 0 003 A00),
- Carta geologico – geomorfologica con ubicazione indagini geognostiche in scala 1:1000 Tav. 4/9 (elaborato IG51-01-E-CV G7 NV 15 0 0 004 A00),
- Carta geologico – geomorfologica con ubicazione indagini geognostiche in scala 1:1000 Tav. 5/9 (elaborato IG51-01-E-CV G7 NV 15 0 0 005 A00),
- Carta geologico – geomorfologica con ubicazione indagini geognostiche in scala 1:1000 Tav. 6/9 (elaborato IG51-01-E-CV G7 NV 15 0 0 006 A00),
- Carta geologico – geomorfologica con ubicazione indagini geognostiche in scala 1:1000 Tav. 7/9 (elaborato IG51-01-E-CV G7 NV 15 0 0 007 A00),
- Carta geologico – geomorfologica con ubicazione indagini geognostiche in scala 1:1000 Tav. 8/9 (elaborato IG51-01-E-CV G7 NV 15 0 0 008 A00),
- Carta geologico – geomorfologica con ubicazione indagini geognostiche in scala 1:1000 Tav. 9/9 (elaborato IG51-01-E-CV G7 NV 15 0 0 009 A00),
- Carta idrogeologica con ubicazione indagini geognostiche e punti d’acqua in scala 1:1000 Tav. 1/9 (elaborato IG51-01-E-CV G7 NV 15 0 0 010 A00),
- Carta idrogeologica con ubicazione indagini geognostiche e punti d’acqua in scala 1:1000 Tav. 2/9 (elaborato IG51-01-E-CV G7 NV 15 0 0 011 A00),
- Carta idrogeologica con ubicazione indagini geognostiche e punti d’acqua in scala 1:1000 Tav. 3/9 (elaborato IG51-01-E-CV G7 NV 15 0 0 012 A00),
- Carta idrogeologica con ubicazione indagini geognostiche e punti d’acqua in scala 1:1000 Tav. 4/9 (elaborato IG51-01-E-CV G7 NV 15 0 0 013 A00),

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p style="text-align: center;">IG5101ECVRBNV150001A00</p> <p style="text-align: right;">Foglio 6 di 74</p>

- Carta idrogeologica con ubicazione indagini geognostiche e punti d'acqua in scala 1:1000 Tav. 5/9 (elaborato IG51-01-E-CV G7 NV 15 0 0 014 A00),
- Carta idrogeologica con ubicazione indagini geognostiche e punti d'acqua in scala 1:1000 Tav. 6/9 (elaborato IG51-01-E-CV G7 NV 15 0 0 015 A00),
- Carta idrogeologica con ubicazione indagini geognostiche e punti d'acqua in scala 1:1000 Tav. 7/9 (elaborato IG51-01-E-CV G7 NV 15 0 0 016 A00),
- Carta idrogeologica con ubicazione indagini geognostiche e punti d'acqua in scala 1:1000 Tav. 8/9 (elaborato IG51-01-E-CV G7 NV 15 0 0 017 A00),
- Carta idrogeologica con ubicazione indagini geognostiche e punti d'acqua in scala 1:1000 Tav. 9/9 (elaborato IG51-01-E-CV G7 NV 15 0 0 018 A00).

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG5101ECVRBNV1500001A00</p>	<p>Foglio 7 di 74</p>

## 2. **NORMATIVA E STRUMENTI TERRITORIALI DI RIFERIMENTO**

Per il presente lavoro sono state prese a riferimento le normative di legge vigenti in materia e più in particolare:

- D.M. 11.03.1988 e s.m.i. “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e le 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”
- Circ. LL.PP. 24 settembre 1988 n. 30483 “Norme tecniche per terreni e fondazioni – istruzioni applicative”
- OPCM 3274 del 20.03.2003 e s.m.i.
- il progetto è stato analizzato nei confronti dei contenuti del Piano Stralcio per l’Assetto Idrogeologico PAI, approvato con DPCM 24/05/2001 e degli studi comunali di più recente aggiornamento.



### 3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO-GEOMORFOLOGICO-IDROGEOLOGICO

#### 3.1. Geologia

L'area esaminata si colloca nell'ambito geologico definito come "*Dorsale alpi-appennini liguri*". Tale ambito geologico è costituito da una catena orogenetica con assetto strutturale molto articolato. L'area è particolarmente significativa in quanto sono presenti, in contatto diretto, elementi di pertinenza alpina, ad ovest, e della catena appenninica settentrionale, verso est.

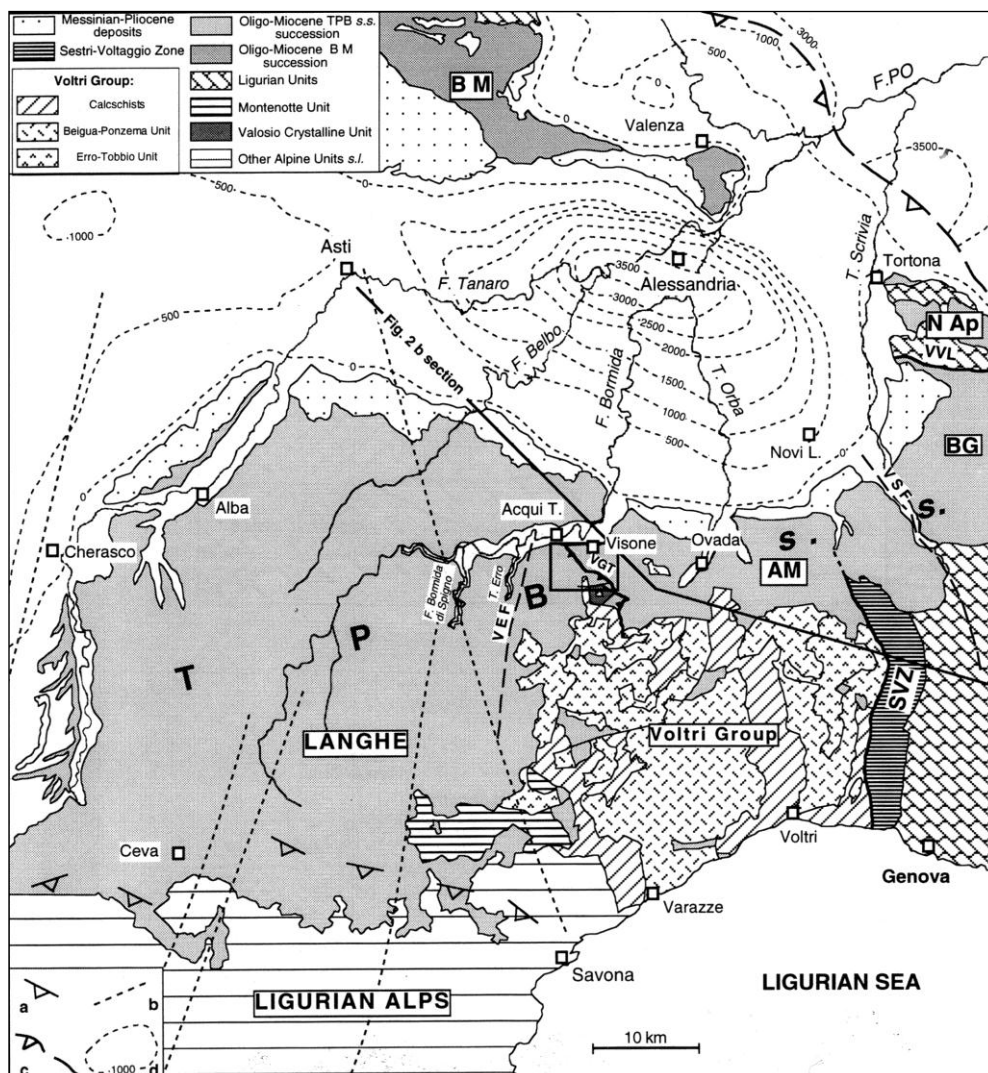


Fig. 3.1 – Schema geologico – strutturale

L'intervento previsto si sviluppa lungo un percorso che vede attraversare ben tre unità tettoniche con processi evolutivi ben distinti fra loro:

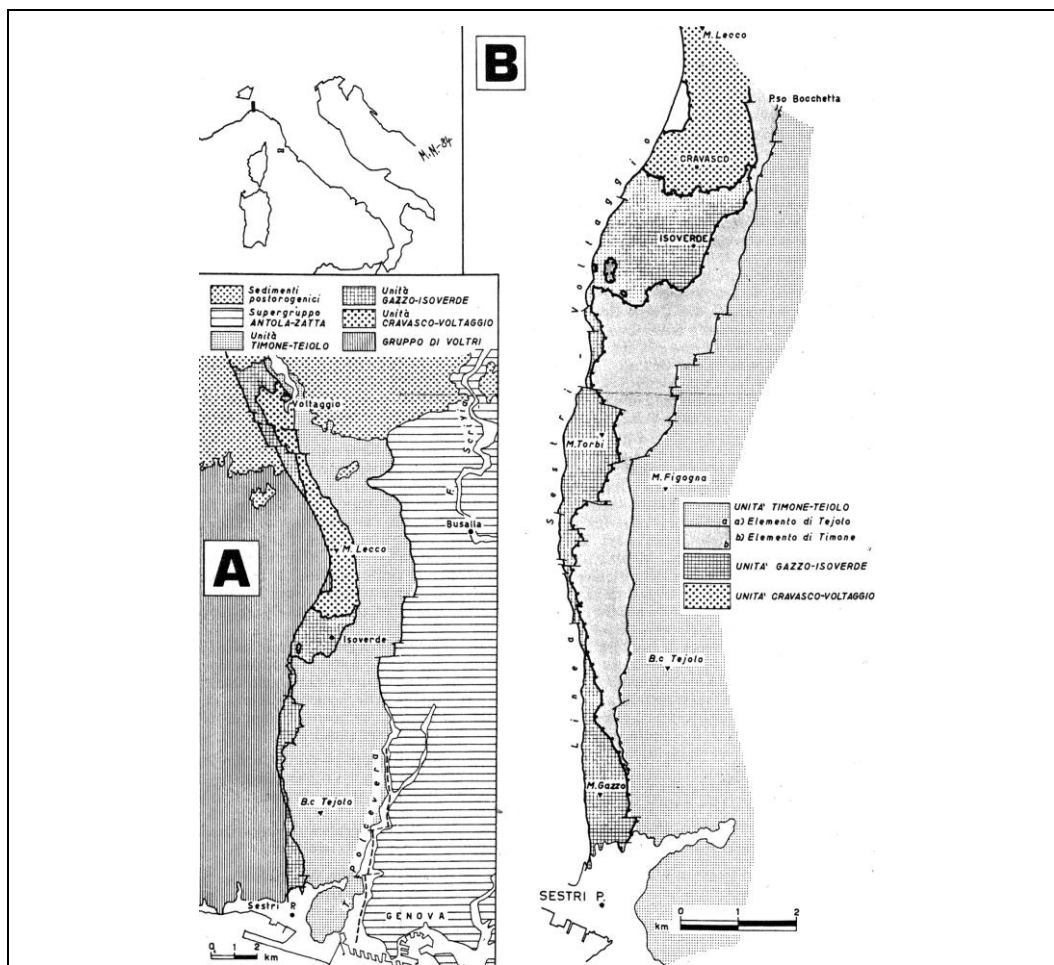
1) Bacino Terziario Piemontese (BTP): costituito da una successione sedimentaria conglomeratica-marnoso-arenacea formatasi a partire dal Cenozoico.



2) Unità di Monte Figogna (o di Timone-Bric Tejolo): costituita da una successione ofiolitica e meta vulcanica con associate facies di sedimentazione oceanica di età giurassica e dalle relative coperture stratigraficamente continue fino ai depositi di flysch del Cretaceo medio;

3) Unità di Cravasco-Voltaggio: costituita almeno da due diverse successioni di metaofioliti giurassiche e relative coperture, di età fino al Cretaceo inferiore;

Le ultime due unità tettoniche fanno parte della zona “Sestri-Voltaggio”.



**Fig. 3.2 - Schema strutturale della Zona Sestri – Voltaggio, da Marini (1984)**

Tale zona, è sempre stata oggetto di studi da parte di numerosi geologi, in quanto ad essa viene assegnato un ruolo molto importante nell'interpretazione dell'evoluzione geologico - strutturale delle Alpi.

L'assetto strutturale si presenta articolato e complesso: le tre grandi unità geologico-strutturali del Gruppo di Voltri, della Zona Sestri-Voltaggio e delle Unità Liguri s.l., oltre a presentare una marcata deformazione a carattere duttile, sono strutturate in un sistema a falde generatesi durante eventi deformativi polifasici.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5101ECVRBNV1500001A00	Foglio 10 di 74

La “Zona Sestri-Voltaggio” si presenta come una fascia allungata in senso Nord-Sud, compresa tra le Unità Liguri s.l., ad Est, ed il “Gruppo di Voltri”, ad Ovest. Il contatto con quest’ultimo è caratterizzato dalla “linea Sestri-Voltaggio” definita da Cortesogno L. e Haccard D, come un contatto successivamente verticalizzato da una megapiega ad asse N-S e vergenza Est.

Secondo il modello proposto, la complessa strutturazione tettonica interna alla “Zona Sestri-Voltaggio” è dovuta alla sovrapposizione di tre fasi plicative composite, sviluppatasi fra il Cretaceo medio-superiore (epoca in cui iniziarono i moti convergenti che portarono alla chiusura dell’oceano ligure-piemontese) e l’Oligocene medio.

- Fase 1: sprofondamento per meccanismi di tipo Benhoff (subduzione), delle varie unità tettonico-strutturali;
- Fase 2: risalita delle unità tettonico - strutturali, con ripiegamenti Est-vergenti e conseguente formazione di superfici di clivaggio e di scistosità;
- Fase 3: ultima fase importante, conclusasi con la risalita del complesso strutturale, portandolo successivamente all’erosione, a partire dal tardo Eocene.

Le successive deformazioni avvenute dall’Eocene, non hanno sostanzialmente modificato l’edificio strutturale già definitosi nella Fase 3; in tal modo la zona non ha risentito delle deformazioni mioceniche, che hanno invece interessato l’Appennino, rimanendo così solidale con le coperture oligoceniche, qui poco deformate. Esse fanno parte del Dominio delle Liguridi Interne, la cui tettonica si differenzia da quella delle Liguridi Esterne per la presenza di una maggiore deformazione delle strutture, associata ad una leggera impronta metamorfica (“*anchimetamorfismo*”).

L’evoluzione tettonica si può suddividere in 3 differenti fasi:

- la prima è caratterizzata da pieghe isoclinali e da una vergenza Europea;
- la seconda da un raccorciamento crostale che ha ripiegato i contatti tettonici formati in precedenza;
- la terza dalla presenza di superfici di taglio lungo le quali si sono verificati dei sovrascorrimenti (“*retrocarreggiamenti*”) che hanno portato alle geometrie rappresentate nella situazione attuale.

La catena appenninica in evoluzione viene suturata, a partire dall’Eocene Superiore, dai depositi clastici del Bacino Terziario Ligure Piemontese (BTLP). Esso è definito come un bacino molassico-episuturale di copertura tardo-post orogenetica interessato da un’ingressione marina proveniente dai settori Nord-orientali.

Il BTP si raccorda, attraverso una scarpata marina, con il dominio identificato dalla deposizione delle Arenarie di Ranzano ed i suoi primi depositi sono di origine continentale e fluvio-lacustri (Brecce di Costa Cravara e Formazione di Pianfolco).

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVRBNV1500001A00	Foglio 11 di 74

Queste Formazioni sono interessate, insieme alla porzione basale della Formazione di Molare, da fasi tettoniche tardive e devono quindi essere più propriamente considerate come tardo-orogetiche.

Con l'Oligocene si accentua la trasgressione del mare Padano, sino a raggiungere le propaggini estreme sud-occidentali, interessando così le attuali rive del Mar Ligure. Il risultato dell'avanzamento marino è testimoniato dalla presenza dei conglomerati di Celle, Varazze, Cogoleto e Portofino.

La situazione morfologica caotica ed accidentata che caratterizza queste zone causa la nascita di diversi ambienti di piattaforma, molto eterogenei tra di loro.

Con il Miocene inizia la regressione marina facendo così emergere le porzioni continentali più meridionali: si assiste pertanto ad un innalzamento della catena montuosa ed al formarsi dello spartiacque Tirreno-Adriatico.

Tutto ciò avviene in sincrono con la rototraslazione del blocco Sardo-Corso (Oligocene superiore-Miocene inferiore) che porta all'apertura dell'oceano Baleare-Ligure ed all'inarcamento della catena Alpina.

Il BTP partecipa passivamente a questi eventi facendosi trasportare come bacino di Piggyback.

La successione sedimentaria prosegue quindi, con la deposizione delle marne di Cessole (Langhiano), arenarie di Serravalle (Serravalliano), marne di Sant'Agata Fossili (Tortoniano), conglomerati di Cassano Spinola e Formazione gessoso-solfifera (Messiniano); tutto ciò certifica una continua alternanza di trasgressioni e regressioni marine.

Il risultato di questa grande sedimentazione è testimoniato dal fatto che al giorno d'oggi, si riscontra la presenza di successioni di rocce sedimentarie che raggiungono potenze di oltre 4 Km.

Nel territorio in cui si inserisce la viabilità in esame sono presenti, dalla più antica a quella più recente, le seguenti formazioni geologiche:

- le formazioni delle Successioni Metamorfiche Mesozoiche Pre-Fase Mesoalpina e più in particolare:
  - "Serpentiniti e serpentinoscisti" (Se) dell'Unità Cravasco-Voltaggio
  - "Calcari di Voltaggio" (cV) dell'Unità Cravasco-Voltaggio
  - "Argilliti a Palombini del Passo della Bocchetta" dell'Unità Timone-Bric Teiolo
- le formazioni della Successione sedimentaria pre-Fase Appenninica Miocenica precoce e più in particolare:
  - "Formazione di Molare" in una facies di passaggio tra il "Membro conglomeratico parzialmente cementato (FMp) ed il "Membro breccioso-conglomeratico basale" (FMbc) che comprende le "Brecce di Costa Cravara"
  - "Marne di Rigoroso" (mR)
  - "Formazione di Costa Areea" (fC)

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVRBNV1500001A00	Foglio 12 di 74

- "Marne di Cessole" (mC)
  - - le formazioni quaternarie dei depositi alluvionali antichi (fl1), recenti (fl3) ed attuali (a).

Di seguito una sintetica descrizione delle litologie presenti nell'area in esame.

### **Successioni Metamorfiche Mesozoiche Pre-Fase Mesoalpina**

#### *Serpentiniti (Giurassico superiore-medio)*

Rappresentano la base della sequenza dell'Unità del M. Figogna / Timone-Teiolo e presentano relitti dell'originaria composizione harzburgitica e lherzolitica, qualora non prevalgano tessiture scagliose o cataclastiche a seguito di deformazioni tettoniche. Le strutture primarie sono evidenziate da ortopirosseni e da spinello bruno cromifero, mentre l'olivina è completamente serpentinizzata (Cortesogno & Haccard, 1984).

Il limite superiore con Basalti e Diaspri è talora stratigrafico, talora tettonico (sia pre/ sinmetamorfico, con marcati bordi di reazione, sia post-metamorfico). Filoni basaltici a grana grossa intrudono le serpentiniti a relitti lherzolitici, come ad esempio accade a S. Rocco di Panigaro. Nella stessa zona è segnalato anche un filone dioritico (Cortesogno & Haccard, 1984).

Gli spessori delle lenti di serpentiniti variano da pochi metri a 150-200 metri (Marini, 1998).

#### *Calcarei di Voltaggio (Necomiano)*

La formazione dei Calcarei di Voltaggio è costituita da calcari cristallini grigi con almeno due scistosità sovrapposte, spesso a grana grossa, con livelli sottili ricchi in fillosilicati (Marini, 1998).

Tale formazione è anche nota sotto il termine di "Calcaires pointillés" (Cortesogno & Haccard, 1979). Generalmente questi litotipi presentano abbondante frazione quarzosa e micacea, indicanti un'origine detritica.

Verso la parte basale della sequenza, al contatto coi Diaspri, si possono incontrare alcuni metri di calcari cristallini bianchi ricchi di quarzo microcristallino.

Il limite stratigrafico inferiore è determinato dai Diaspri o, in loro assenza, direttamente dall'unità basaltica; mentre il limite stratigrafico superiore è rappresentato dal passaggio graduale alle Metargilliti filladiche.

Lo spessore massimo degli affioramenti presenti nell'area oscilla fra 50 – 60 metri e 100 metri, ma, in considerazione delle diffuse deformazioni per pieghe e trasposizioni della stratificazione, lo spessore originario poteva anche essere inferiore.

L'ambiente di deposizione delle originarie sequenze calcareo-silicee e calcareo-marnose era presumibilmente di tipo pelagico. I Calcarei di Voltaggio presentano inoltre una spiccata analogia di facies con i Calcarei a Calpionella dell'Appennino settentrionale (Cortesogno & Haccard, 1984).



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5101ECVRBNV1500001A00	Foglio 13 di 74



**Fig. 3.3 – Affioramento presso la piccola cava lungo la S.P. della Bocchetta**

*Argille a Palombini del Passo della Bocchetta (Cretaceo inferiore)*

Questa formazione comprende metargilliti filladiche con intercalazioni di spessore da metrico a submetrico di calcari microcristallini per lo più scistososi. Il limite inferiore è definito dai Calcari di Erselli o dai Diaspri, o in assenza di entrambi dai Basalti; il limite superiore è rappresentato dalle Metargilliti Filladiche (Marini, 1998).

Le meta-argilliti si presentano come scisti nerastri o grigio scuri, spesso grafitosi, talvolta limoso/sabbiosi, a patine di alterazione brunastre, con scistosità accentuata e facile divisibilità in scaglie sottili; le superfici di scistosità appaiono grigio – nere o verdastre per la presenza di veli sericitici.

Le lenti di calcari micritici silicei sono di tipo “palombino”: raramente a grana grossa, sono calcari finemente arenacei e subordinati calcari marnosi; gli strati, di spessore da decimetrico a metrico, sono di colore grigio scuro, compatti, a frattura concoide, e possono presentare diversi gradi d’alterazione, giungendo ad essere addirittura completamente incoerenti e con una colorazione bruno-rossiccia. Queste intercalazioni non sono comunque distribuite in modo uniforme all’interno della formazione.

Lo spessore della sequenza non è definibile a causa dell’intensa tettonizzazione.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVRBNV1500001A00	Foglio 14 di 74



**Fig. 3.4 – Strati calcarei lungo il Rio della Luce (Paveto)**

### ***Successione sedimentaria pre-Fase Appenninica Miocenica***

#### *Formazione di Molare (Oligocene)*

La formazione di Molare, nota anche come Conglomerati di Savignone (Ghibaudo et al., 1985), rappresenta i depositi basali, trasgressivi sul substrato. Essa è costituita prevalentemente da conglomerati e conglomerati arenacei poligenici, a diverso grado di cementazione (Gnaccolini, 1982), costituenti una successione il cui spessore può raggiungere i 1500m.

L'unità è costituita in generale da conglomerati polimitici a grado di cementazione variabile, grossolani, spesso contenenti anche blocchi nella loro parte inferiore, con matrice arenacea in livelli non molto spessi e arenaceo-pelitica. Verso la Valle Scrivia (Est della Cima d'Alpe) i componenti principali sono costituiti da calcari arenacei, marnosi (provenienti dal Flysch a Elmintoidi) e ofioliti; marne, radiolariti e dolomie sono subordinate (Marini, 1998). Verso la Val di Lemme (Ovest della Cima d'Alpe) si osserva l'esclusiva presenza di termini ofiolitici provenienti dal Gruppo di Voltri (Marini, 1998).



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVRBNV1500001A00	Foglio 15 di 74



**Fig. 3.5 – Banchi conglomeratici lungo la strada per Voltaggio**

*Brecce di Costa Cravara (Lattorfiano)*

È l'unità basale della successione del BTLP in quanto poggia direttamente sulle unità di substrato del Gruppo di Voltri. Brecce analoghe sono descritte anche su pillows dell'Unità del M. Vigogna (brecce monogeniche ad elementi di basalti) e su Flysch a Elmintoidi delle Unità Liguri (brecce monogeniche a calcari ad Elmintoidi), (Cortesogno & Haccard, 1979).

La formazione è rappresentata da una breccia sedimentaria grossolana, essenzialmente monogenica; è costituita prevalentemente da elementi di rocce lherzolitiche più o meno serpentizzate (di pertinenza dell'unità Erro-Tobbio), talvolta anche in clasti pluridecametrici, cementati da una matrice della stessa natura. Localmente sono presenti clasti di metabasiti e/o dolomie. Una colorazione bruno-rossastra è caratteristica (Cortesogno & Haccard, 1984).

Le brecce poggianti sul Gruppo di Voltri sono deformate per piega e dislocate da faglie; si osservano in contatto tettonico con le unità della Zona Sestri-Voltaggio (Cortesogno & Haccard, 1979). Lo spessore può raggiungere i 100-200 metri; localmente la loro potenza può ridursi rapidamente a qualche metro.

La loro origine può essere attribuita ad accumuli di brecce di pendio in ambiente continentale e in condizioni di instabilità tettonica in clima tropicale ossidante (Haccard & Lorenz, 1979).

*Marne di Rigoroso (Miocene inferiore – Oligocene superiore)*

Questa formazione rappresenta una unità litostratigrafica eterogenea, costituita prevalentemente da marne argillose inglobanti, a diversi livelli stratigrafici, membri sabbiosi torbiditici (Membro di Variano; Arenarie di Gremiasco e di Nivione; Membro di Costa Montada) a geometria lenticolare (Ghibaudo et al., 1985).



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVRBNV1500001A00	Foglio 16 di 74

Dal punto di vista litologico la formazione in esame risulta costituita da marne e marne siltose emipelagiche prevalenti (mR), indicative di una sedimentazione di scarpata e/o bacinale, inglobanti corpi arenacei lenticolari da mettere in relazione ad un sistema deposizionale di conoide sottomarina.



**Fig. 3.6 – Marne di Rigoroso**

*Formazione di Costa Areama (Burdigalliano – Langhiano)*

Lungo la Val Lemme la Formazione di Costa Areama segue con normale contatto stratigrafico la Formazione di Rigoroso e passa con contatto in apparenza normale alle soprastanti Marne di Cessole.

La formazione in esame risulta costituita da alternanze di strati arenaceo-pelitici-torbiditici e livelli di emipelagiti, con rapporto arenaria/pelite-emipelagite all'incirca pari o inferiore all'unità. La parte superiore (circa 200 m) è invece essenzialmente costituita da marne e peliti siltose con rare e sottili intercalazioni di arenarie. Lo spessore complessivo è di circa 600 metri (Ghibaudo et al., 1985).

La successione sedimentaria appare caratterizzata dalla associazione di due facies distinte: una pelitico-arenacea ed una marnoso-calcareo (Ghibaudo et al., 1985).

La facies pelitico-arenacea è costituita da strati torbiditici (spessi da 10cm a 3m) con prevalenza della porzione pelitica. Le arenarie sono da medio-grossolane a molto fini; le peliti sono siltose, grigio scure e omogenee, in livelli dallo spessore variabile e generalmente superiore ai corrispondenti livelli arenacei.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVRBNV1500001A00	Foglio 17 di 74

La facies marnoso calcarea, in livelli spessi da pochi cm a qualche decina di cm, si trovano intercalati negli strati pelitico arenacei sopra descritti. Si tratta di marne calcaree debolmente siltose, compatte, omogenee e con frattura concoide.

Tale associazione di facies è ritenuta indicativa di una deposizione avvenuta in ambiente di pianura sottomarina, mentre la parte superiore della formazione, essenzialmente pelitica, potrebbe rappresentare un ambiente di scarpata non attiva (Andreoni et al., 1981; Ghibaudo et al., 1985).



**Fig. 3.7 – Marne con patine d’alterazione rossastre**

#### *Marne di Cessole (Langhiano)*

La formazione delle Marne di Cessole presenta la massima potenza nel settore compreso tra la Val Lemme e la Val Scrivia, assottigliandosi poi verso NE. Quindi mentre ad Ovest dello Scrivia la successione dalla geometria tabulare raggiunge spessori dell'ordine dei 1000 metri, ad Est, nei pressi della linea Villalvernia-Varzi, essa assume una geometria cuneiforme assottigliandosi fino ad uno spessore di circa 100 metri (Ghibaudo et al., 1985).

Litologicamente la formazione è rappresentata da marne siltose omogenee e siltiti a cui si intercalano arenarie fini bioturbate in strati sottili e rari livelli più calcarei o calcareo-marnosi.

Limitatamente alla parte sommitale si osservano frequenti intercalazioni di arenarie mediogrossolane, in strati medi e spessi, che determinano la transizione alle soprastanti Arenarie di Serravalle (Ghibaudo et al., 1985). Dette intercalazioni arenacee sono più frequenti ad oriente della Val Scrivia e rappresentano una facies caratteristica denominata in letteratura come Membro di Monte Piasi.



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVRBNV1500001A00	Foglio 18 di 74



**Fig. 3.8 – Marne con intercalazioni arenacee**

***Formazioni quaternarie dei depositi alluvionali antichi (fl1), recenti (fl3) ed attuali (a).***

*Fluviale antico (fl1):*

questa formazione, costituita da ghiaie, in matrice pelitica, dominanti e da frequenti lenti ad affinità limoso-argillosa, presenta una permeabilità media piuttosto bassa ( $10^{-5} - 10^{-7}$  m/sec). E' tuttavia possibile, in corrispondenza dei livelli ghiaiosi "puliti" dalla matrice fine, dove si registra una permeabilità maggiore ( $10^{-3} - 10^{-5}$  m/sec), la presenza di acquiferi sfruttabili. I depositi del Fluviale antico sono sede degli acquiferi della zona collinare della provincia di Alessandria, che sono però solo minimamente utilizzati.

*Fluviale Medio (fl2):*

anche il fluviale medio è caratterizzato da ghiaie di natura limoso-argillosa, poco attive dal punto di vista idrogeologico e dello sfruttamento acquifero.

*Fluviale Recente (fl3):*

questa formazione, costituita da ghiaie generalmente prive di matrice fine, presenta una permeabilità elevata (classe di permeabilità da  $>10^{-3}$  a  $10^{-3} - 10^{-5}$  m/sec). Il flusso idrico all'interno di questi depositi risulta alimentato dai corsi d'acqua, con particolare riferimento al tratto iniziale del torrente Scrivia. Il Fluviale Recente è sede della falda superficiale della conoide dello Scrivia, che alimenta la quasi totalità dei pozzi in emungimento nella piana alessandrina.

**3.2. Geomorfologia**

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG5101ECVRBNV1500001A00</p>	<p>Foglio 19 di 74</p>

Gli aspetti morfologici del territorio sono essenzialmente in accordo con le condizioni climatiche attuali; non sono riconoscibili morfologie relitte riferibili ad andamenti climatici fortemente differenti, con particolare riferimento ai periodi glaciali.

Le Formazioni arenacee e marnose, molto diffuse in questa zona, danno luogo a forme dolci ed arrotondate, in particolar modo laddove i versanti costituiti da questo tipo di roccia hanno raggiunto attraverso movimenti successivi, angoli di equilibrio modesti, in prevalenza attorno ai 20°; ciò è testimoniato dalla modesta acclività dei colli che costeggiano la piana fluviale del Torrente Lemme.

Nei casi in cui, invece, le formazioni presentino strati più competenti e siano soggette ad azioni dilavanti di acque superficiali e incanalanti, si osserva una morfologia del paesaggio tipo Canyons con affioramenti della porzione più resistente e asportazione della parte più fine.

Per quanto riguarda le frane, i collassi di versante, le esondazioni ed i processi erosivi lungo i corsi d'acqua, si può affermare che questi fenomeni prendano solitamente l'avvio dal convergere di più fattori. Molti sono determinati da cause naturali, altri vedono il contributo dell'azione dell'uomo: i fattori scatenanti possono essere infatti legati a particolari aspetti geologici della zona e ad eventi idrometeorologici di eccezionale intensità; mentre in altri casi si osserva la marcata impronta dell'attività umana, con l'alterazione di equilibri a volte precari, l'eliminazione della vegetazione e di drenaggi naturali, l'edificazione in aree morfologicamente non idonee o la non corretta gestione del patrimonio forestale.

Le zone caratterizzate da roccia affiorante e subaffiorante, ovvero interessate da una copertura detritica eluvio-colluviale sottile con spessori fino a 0.5-1 metro, sono generalmente localizzabili sui versanti; mentre lungo la piana fluviale, gli spessori della coltre aumentano sensibilmente facendo registrare potenze >3 metri (coltri potenti). Tutto ciò è giustificato dalle alluvioni, sia antiche sia recenti, che il Torrente Lemme ha fornito, dando così origine anche a dei terrazzi fluviali di primo e secondo ordine. In particolar modo quelli di primo ordine si riscontrano su entrambe le sponde del Torrente stesso, per ampie tratte del suo percorso.

In generale gli ammassi rocciosi presenti sono caratterizzati da discrete caratteristiche meccaniche, talché questi sono stati classificati secondo la classificazione di Bieniawski come ammassi in classe III o IV a seconda della disposizione dei versanti rispetto alla giacitura degli strati e del grado di conservazione del substrato che in alcuni casi si presenta alterato e/o particolarmente fratturato.

In particolare, mentre per i litotipi a componente marnosa le condizioni geomeccaniche sono buone, si osservano ridotti fenomeni di alterazione e di fratturazione (si è registrata una sola famiglia di fratturazione) per le formazioni filladiche, le cui caratteristiche geomeccaniche sono scadenti con un forte grado di alterazione e di scistosità. Evidenti sono i markers lasciati dalle varie fasi tettoniche, con marcati assi di pieghe, pieghe ad "m" e isoclinali.

Comunque, localmente, anche nei litotipi arenacei - marnosi, si possono registrare cinematismi di blocchi isolati o di porzioni anche rilevanti dell'ammasso roccioso, che interessano gli strati più superficiali spesso alterati e decompressi.

Va sottolineato, infine, che l'elevata predisposizione alla disgregazione ed alterazione delle argilliti e in alcuni casi delle marne (Formazioni rocciose presenti in maniera marcata nell'area oggetto d'intervento), spesso non permette una distinzione netta tra il terreno di copertura ed il substrato

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG5101ECVRBNV1500001A00</p>	<p>Foglio 20 di 74</p>

roccioso. In tali terreni si riscontra generalmente la presenza di uno strato intermedio d'alterazione, il cappellaccio, talvolta di potenza elevata, le cui caratteristiche meccaniche sono scadenti e paragonabili a quelle dei terreni di copertura.

Per quel che riguarda l'erosione ed il dilavamento dei versanti, si può ricordare che sono dovuti a molteplici cause, quali la natura del materiale, i fattori morfologici, i fattori climatici, il tipo di copertura vegetale ed i fattori antropici. Nel territorio studiato sono intensi i processi erosivi dovuti alle acque dilavanti.

La strada in esame corre lungo la valle del Torrente Lemme in sinistra orografica al torrente stesso.

La valle, dopo un primo tratto piuttosto ampio in zona Voltaggio, diminuisce di ampiezza nel tratto scavato nella Formazione di Molare; in questo tratto il torrente incide ed erode, specialmente in corrispondenza alle anse, pareti spesso subverticali del conglomerato-breccia.

Dopo Carrosio la strada corre sui depositi alluvionali quaternari caratterizzati da una morfologia sub-pianeggiante o con pendenze molto blande con terrazzi fluviali di primo e secondo ordine.

Tramite il rilevamento di superficie sono state distinte, per le diverse formazioni, aree con roccia affiorante e aree con roccia sub-affiorante ovvero interessate da una copertura detritica eluvio-colluviale avente spessore inferiore a 3 m.

Ai piedi dei versanti sono state rilevate le aree di copertura colluviale di spessore medio presunto maggiore di 3m; i tagli stradali nelle coperture ne hanno evidenziato una natura limoso-sabbiosa con scheletro di clasti in genere spigolosi e con rari blocchi.

Le osservazioni sul terreno non hanno evidenziato, ad eccezione di situazioni locali, problematiche geomorfologiche di instabilità particolari dei terreni lungo lo sviluppo della strada.

Si segnalano comunque, sulle scarpate molto ripide in conglomerato presenti in diversi tratti sottostrada e spesso scalzate al piede dal torrente, fenomeni di erosione diffusa e concentrata della formazione a causa dei ruscellamenti non controllati delle acque provenienti da monte; quando più avanzati, tali fenomeni provocano lesioni e avvallamenti della sede stradale-

Le pareti in conglomerato, presenti in alcuni tratti sul lato monte della strada, sono caratterizzate da fenomeni di erosione superficiale con rilasci della matrice terrosa, di pietre e blocchetti.

Le scarpate stradali tagliate nelle coperture hanno evidenziato, in alcuni tratti, problemi di instabilità superficiali localizzate con conseguente accumulo al piede del materiale.

### 3.3. Idrogeologia

La circolazione dell'acqua nel sottosuolo esercita grande influenza sul regime idrologico di un bacino, diventando spesso determinante per una corretta interpretazione dei fenomeni in atto e per la loro previsione. È importante quindi individuare la capacità di immagazzinamento idrico dei litotipi affioranti nel bacino, evidenziandone, attraverso il tipo di permeabilità, la modalità di circolazione dell'acqua nel sottosuolo e quindi individuando, ove possibile, l'incidenza che tale presenza o circolazione ha sulla stabilità dei versanti e sulla circolazione superficiale delle acque.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
	<p>IG5101ECVRBNV1500001A00</p>	<p>Foglio 21 di 74</p>

In rapporto al tipo di circolazione, è importante segnalare che il meccanismo e la dinamica di infiltrazione influenzano la genesi di movimenti franosi. In particolare, mentre in condizioni di precipitazioni di normale entità si determina un'elevata infiltrazione d'acqua, in condizioni di piogge intense e concentrate la capacità di infiltrazione si riduce notevolmente e, lungo le discontinuità, si generano incrementi di pressione interstiziale che possono essere causa scatenante di movimenti franosi.

Le litologie caratterizzate da elevata permeabilità per fratturazione sono sede di circuiti idrici fortemente condizionati dall'andamento (orientazione e densità) e dalla persistenza delle discontinuità presenti.

Nei litotipi semipermeabili ed impermeabili, la circolazione idrica lungo le discontinuità è fortemente influenzata da fenomeni d'alterazione che interessano i materiali argillosi: i prodotti d'alterazione, infatti, tendono ad intasare le discontinuità presenti, rallentando e limitando i processi di circolazione idrica. Nell'ambito del bacino, quindi, l'infiltrazione in tali litologie va ad alimentare una circolazione idrica prevalentemente superficiale, caratterizzata da una rete di flusso discontinua. In particolare nelle argilliti e nell'ambito delle coperture detritiche eluvio-colluviali a prevalente matrice fine argillosa sono possibili circolazioni idriche di ridotta entità, riconducibili ad uno schema di flusso limitato che si realizza lungo orizzonti ben determinati, discontinui e spesso isolati.

In prossimità del substrato roccioso fenomeni di impregnazione idrica del terreno di copertura possono essere connessi con sorgenti poste nel substrato stesso, mentre, in corrispondenza del piano campagna, la circolazione idrica è in stretta connessione con gli apporti meteorici. Al verificarsi di eventi intensi e concentrati gli strati più superficiali dei terreni di copertura vengono, generalmente, a trovarsi in condizioni di elevata saturazione: tale condizione, oltre a ridurre l'infiltrazione verso orizzonti più profondi, è la principale causa innescante di fenomeni franosi superficiali.

Numerose sono le zone di ristagno ed imbibizione dei terreni, soprattutto in corrispondenza del limite fra accumuli detritici (coltri di alterazione, detriti di falda, coni di deiezione) e rocce a comportamento prevalentemente impermeabile.

Nell'area di indagine si segnala la presenza di una falda acquifera stabile nel materasso delle alluvioni attuali e recenti; questi terreni, caratterizzati da una permeabilità primaria per porosità, hanno evidenziato, tramite le prove Lefranc eseguite nei sondaggi SP22 e SP23, un valore di permeabilità  $K > 10E-4$  m/s.

Le coperture detritiche sono permeabili per porosità; la matrice sostanzialmente da fine a medio-fine fa attribuire a tali terreni una permeabilità medio-bassa riconducibile ai seguenti valori:  $10E-5$  m/s  $< k < 10E-7$  m/s.

In queste coperture sono ipotizzabili circolazioni d'acqua di entità proporzionale alla piovosità stagionale; quando tali coperture sono sovrainposte ad un substrato argillitico, il confinamento idrogeologico del substrato stesso pressoché impermeabile può favorire l'instaurarsi di condizioni di saturazione nei periodi di piogge più intense e durature.

I conglomerati-brecce sono caratterizzati da una permeabilità per porosità, nei settori meno cementati e per fratturazione secondaria in quelli in cui la roccia è più compatta; la permeabilità

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p style="text-align: center;">IG5101ECVRBNV1500001A00</p> <p style="text-align: right;">Foglio 22 di 74</p>

misurata nelle prove Lefranc eseguite nel sondaggio SP15 hanno evidenziato valori dell'ordine di  $10E-06$  m/s

Le argilliti di substrato, rilevate in alcuni tratti del tracciato, hanno una permeabilità dell'ordine di  $10E-6m/s < k < 10E-8m/s$ .

Le Marne di Cessole, presenti nella zona del nuovo ponte a fine tracciato, hanno evidenziato, tramite una prova in foro, una permeabilità molto bassa o pressoché nulla.



## 4. INDAGINI ESEGUITE

Per la definizione del quadro geotecnico dei terreni interagenti con le opere in progetto si descrivono sinteticamente le indagini pregresse eseguite:

- raccolta e ordinamento dei dati geotecnici relativi al Progetto Definitivo;
- osservazione di dettaglio in sito delle diverse situazioni in progetto, partendo dalla base delle informazioni fornite dal rilevamento geologico di superficie;
- analisi dei sondaggi geognostici le cui profondità, posizioni relative al tracciato, prove eseguite sono riassunti nella tabella seguente

Di seguito si descrivono sinteticamente le indagini pregresse eseguite:

- Campagne di indagini geognostiche, 2004-2005
- Rilievi geostrutturali di superficie

### 4.1. Indagini geognostiche

#### 4.1.1. Campagna di indagine

Sono stati eseguiti 7 sondaggi geognostici le cui profondità, posizioni relative e tecnica di carotaggio sono riassunti nella tabella seguente.

Sondaggio	Tipo di carotaggio	Profondità (m)	EST	NORD	Quota
SP15	a carotaggio continuo verticale	30	49638,071	170982,7	332,619
SP18	a carotaggio continuo orizzontale	20	48952,293	171710,2	320,363
SP22	a carotaggio continuo verticale	22	47269,821	176104,3	225,348
SP23	a carotaggio continuo verticale	25	47350,17	175899,3	229,48
SP42	a carotaggio continuo verticale	16			
SP43	a carotaggio continuo verticale	15			
SP44	a carotaggio continuo verticale	15			

L'esame dei risultati scaturiti dai sondaggi ha evidenziato che le formazioni rocciose sub-affioranti, presenti nell'area, sono interessate da una copertura detritica di natura eluvio-colluviale di spessore medio maggiore di 3 metri.

Tali depositi sono costituiti da materiale limoso-sabbioso con scheletro costituito da clasti in genere spigolosi e con rari blocchi.

Nei sondaggi sono state eseguite le seguenti prove:

- Prelievo di campioni indisturbati, rimaneggiati o di spezzoni di carote lapidee, per le prove di laboratorio.
- Prove di permeabilità Lefranc a carico variabile.
- Prove S.P.T

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG5101ECVRBNV1500001A00</p> <p style="text-align: right;">Foglio 24 di 74</p>

Per quanto riguarda le prove di laboratorio sono state eseguite le seguenti prove:

- analisi granulometriche,
- determinazione del contenuto naturale d'acqua e della massa volumica apparente,
- determinazione dell'indice di consistenza,
- misura dell'indice Point Load Is (50),
- prove di taglio diretto.

Ad integrazione delle informazioni ottenute dai sondaggi; sono state eseguite complessivamente quattro linee sismiche (geofisica a rifrazione) nell'area in esame.

Per una migliore comprensione dell'esposizione delle risultanze ottenute dai rilievi geosismici si rimanda alla campagna di indagini integrative di Progetto Definitivo (Elaborati A301-00-D-CV-RG-GE0001\_009-B e A301-00-D-CV-RG-GE0001\_006-B).

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVRBNV1500001A00	Foglio 25 di 74

## 5. DESCRIZIONE GEOTECNICA DEGLI AFFIORAMENTI E DEI TERRENI DI COPERTURA

Dall'analisi delle stratigrafie dei sondaggi, riportate nell'elaborato progettuale A301-00-D-CV-RBNV15-00-004-B00, e dal rilevamento geostrutturale, di seguito si riporta una descrizione sintetica, da un punto di vista geotecnico, dei terreni attraversati.

### **Substrato**

#### Argille a Palombini del Passo della Bocchetta (Cretaceo inferiore)

Argilliti grigio-nerastre ad accentuata scistosità, con patine di alterazione giallastre e frequenti vene di quarzo rimobilizzato. Si possono presentare con intercalazioni di calcari grigi finemente cristallini e calcari marnoso-arenacei, localmente silicei, in strati o lenti di spessore solitamente inferiore al metro, sovente molto foliati.

Si riscontra la presenza di almeno una fase deformativa che ha dato origine a delle pieghe isoclinali. La giacitura degli strati si attesta su valori pari a 065/52.

La spaziatura dei giunti si attesta su valori di 50 cm. I giunti si presentano chiusi con una superficie liscia e non alterata. Il coefficiente di rugosità JRC lungo il giunto assume, secondo la classificazione di Barton, valore 4 - 6. In base al numero di fratture presenti per metro cubo ( $J_v = 4$ ) si è stimato un RQD intorno al 20%. La resistenza alla compressione uniassiale, misurata con sclerometro leggero sulla superficie di strato, varia dai 0 a 25 MPa, a seconda del livello di fratturazione degli strati. Le condizioni idrauliche variano da zona a zona: si passa da condizioni di asciutto a condizioni di umido. Non si osservano venute d'acqua significative.

#### Marne di Cessole (Langhiano)

Marne siltose omogenee in banchi alternate a straterelli di arenaria; nella parte superiore prevalgono arenarie bioturbate. Lo spessore della Formazione è quantificabile in poco meno di 500 metri e, mentre il limite con le marne di Costa Aresca è sfumato, quello con le arenarie di Serravalle è netto. Le giaciture degli strati immergono verso NW.

La spaziatura dei giunti si attesta su valori di 40 cm. I giunti si presentano chiusi con una superficie rugosa poco alterata. Il coefficiente di rugosità JRC lungo il giunto assume, secondo la classificazione di Barton, valore 14 - 16. In base al numero di fratture presenti per metro cubo ( $J_v < 1$ ) si è stimato un RQD intorno a 90%. La resistenza alla compressione uniassiale, misurata con sclerometro leggero sulla superficie di strato, è di circa 35 MPa. Le condizioni idrauliche sono asciutte. Non si osservano venute d'acqua significative.

#### Formazione di Molare (Oligocene)

Conglomerati e brecce ad elementi di grandezze variabili, spesso superiori a 10 cm, localmente del volume di parecchi m<sup>3</sup>, costituiti soprattutto da serpentiniti, prasiniti e calcescisti. Si alternano più o meno regolarmente arenarie, marne e siltiti; si intercalano con calcari corallini, ligniti in lenti (S. Giustina), e brecce monogeniche ad elementi di calcari dolomitici triassici. Superiormente, nella

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG5101ECVRBNV1500001A00</p>	<p>Foglio 26 di 74</p>

zona Cassinelle-Serralunga, sono presenti marne siltose ed alternanze di marne siltose ed arenarie fini, passanti verso ovest ad arenarie conglomeratiche e conglomerati.

La stratificazione, poco appariscente, che mostrano i conglomerati, si attesta su valori pari a 030/28.

La spaziatura dei giunti si attesta su valori di 70 cm. I giunti si presentano chiusi con una superficie liscia poco alterata. Il coefficiente di rugosità JRC lungo il giunto assume, secondo la classificazione di Barton, valore 8 - 10. In base al numero di fratture presenti per metro cubo ( $J_v = 1$ ) si è stimato un RQD intorno al 25%. La resistenza alla compressione uniassiale, misurata con sclerometro leggero sulla superficie di strato, è di circa 25 MPa. Le condizioni idrauliche sono asciutte. Non si osservano venute d'acqua significative. In prossimità delle opere P02, M16, e M20, i conglomerati sono poco cementati con abbondanza di materiale più fine.

### ***Terreni di copertura***

La coltre di origine eluvio-colluviale è formata prevalentemente da sabbie a granulometria media e da limo sabbioso-argilloso. Lo spessore, causa anche la pendenza dei versanti e la disomogeneità della morfologia, differisce da zona a zona e si può trovare sia come coltre sottile (variabile da 1 a 3 metri circa), sia come coltre potente (> 3 metri circa).

### ***Depositi alluvionali***

Le alluvioni, attuali e recenti, sono costituite da ghiaia poligenica eterometrica subarrotondata in matrice principalmente sabbiosa – limosa. Lo spessore è in genere intorno ai 4-5 metri.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVRBNV1500001A00	Foglio 27 di 74

## 6. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

### 6.1. Parametri ottenuti dall'analisi delle indagini eseguite

Per l'individuazione della stratigrafia geotecnica dei terreni sono state analizzate le seguenti informazioni:

- *osservazioni in sito*: in base alle quali è stata individuata la presenza di depositi alluvionali quaternari ed è stato stimato uno spessore medio dei depositi eluvio – colluviali pari a circa 3 metri nelle aree con roccia sub affiorante riconducibile alla Formazione di Molare.
- *sondaggi SP15, SP44, SP18, SP43, SP42, SP23, e SP22*: i sondaggi hanno mostrato un primo strato di coltre superficiale costituito da materiale limoso-sabbioso argilloso e limo-sabbioso con ghiaia seguito da uno strato di alterazione della roccia che diventa più compatto in profondità
- *tomografie sismiche ed elettriche*: le prove forniscono velocità variabili, che crescono con la profondità, a confermare il miglioramento delle caratteristiche meccaniche. In particolare si individua uno strato superficiale caratterizzato da  $V_p < 800$  m/s per poi passare ad uno strato intermedio, caratterizzato da velocità comprese tra gli 800 m/s e 2000m/s. Questo range di valori è tipico dei terreni da poco a mediamente consistenti. Infine, negli strati più profondi le velocità raggiungono i 3000 m/s.

Per la descrizione geotecnica dei terreni interagenti con l'opera in esame si sono presi a riferimento i dati e le considerazioni già svolte nel corso degli studi precedenti.

I dati sono stati ottenuti mediante i seguenti approcci:

- a) valutazione dei parametri geotecnici utilizzando i valori di  $N_{spt}$ ;
- b) valutazione dei parametri geotecnici utilizzando prove di laboratorio e in sito relative a campioni prelevati nei sondaggi.

#### 6.1.1 Depositi alluvionali

##### a) valutazione dei parametri geotecnici utilizzando i valori di $N_{spt}$

Per la valutazione dei parametri relativi dei depositi alluvionali ci si è avvalsi del contributo dei sondaggi SP22 ed SP23, ed in particolare delle prove SPT eseguite in foro, nonché dall'interpretazione della stesa sismica effettuata lungo il futuro asse della nuova opera d'arte. Si sono fatte altresì una serie di ipotesi geotecniche di lavoro facendo riferimento ad un modello di comportamento semplificato del terreno e conservativo nei confronti della sicurezza. Lo spessore dei depositi, lungo il letto del fiume, è intorno ai 5 metri. Si riportano di seguito i parametri di resistenza ottenuti per strati con caratteristiche geotecniche simili, tenendo conto che i valori ottenuti sono dipendenti dalla profondità in cui è stata effettuata la prova (riportata in tabella) e quindi dalla pressione geolitostatica a cui sono sottoposti:

### Stratigrafia di calcolo sp22

Terreni	Profondità
Sabbia media	Fino a 3.0 m
Ghiaia eterometrica	Fino a 8.5 m
Limo argilloso	Fino a 12 m

### Sabbia grossolana

Litologia	prof.	$\gamma$ (KN/m3)	M (Mpa)	E (Mpa)	Dr %	$\phi$	$\sigma_{vo}$ (Kg/cm2)	Nspt	CN	N SPT corretto
Sabbia media grossolana	3	20	43	48	100	37	0.6	38	-	38.00

### Ghiaia eterometrica

Litologia	prof.	$\gamma$ (KN/m3)	M (Mpa)	E (Mpa)	Dr %	$\phi$	$\sigma_{vo}$ (Kg/cm2)	Nspt	CN	N SPT corretto
Ghiaia eterometrica	5.5	21	80	75	100	40	1.1	79	0.948	75

### Limo argilloso

Litologia	prof.	$\gamma$ (KN/m3)	M (Mpa)	E (Mpa)	Dr %	$\phi$	C (Kg/cm2)	Cu (Kg/cm2)	$\sigma_{vo}$ (Kg/cm2)
Limo argilloso	10	19	5	17	60	27	0.1	0.8	2.00

Le formule utilizzate sono:

$$\phi = 0.28N_{spt} + 27.2$$

(Peck-Hanson e Thornburn).

Valida per le sabbie in genere con profondità < 5 metri per terreni sopra falda e inferiori a circa 8 metri per terreni in falda (pressione efficace inferiore a 0.8-1 Kg/cm2).

$$\phi = 0.3N_{spt} + 27$$

(Japanese national railway)

Valida per sabbie medie grosse quasi ghiaiose per profondità maggiori 8 - 10 metri e 15 metri per terreni in falda

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVRBNV1500001A00 <table border="1" data-bbox="1460 230 1575 288"> <tr> <td>Foglio 29 di 74</td> </tr> </table>	Foglio 29 di 74
Foglio 29 di 74		

$$D_r(\%) = 21 \text{radq}(N_{spt}/(s+0.7))$$

Formula di Gibbs e Holtz

Valida per terreni prevalentemente sabbiosi.

$$E = 2BN_{spt}$$

(Schmentermann)

Valida per terreni in genere, con  $B = 4$  per sabbie fini,  $6$  per sabbie medie,  $10$  per sabbie grossolane.

$$E(\text{Kg/cm}^2) = 7.71N_{spt} + 191 \text{ (ghiaia + sabbia)}$$

(D'Apollonia et alii)

$$E = m (s'_{vo} p'_{a})^{0.5}$$

Con  $m = 70 * e - 0.02 D_r$  Valida per Limi

$$M(\text{Kg/cm}^2) = 3.54N_{spt} + 38 \text{ (sabbia fine)}$$

$$M(\text{Kg/cm}^2) = 4.46N_{spt} + 38 \text{ (sabbia media)}$$

$$M(\text{Kg/cm}^2) = 10.46N_{spt} + 38 \text{ (sabbia media + ghiaia)}$$

$$M(\text{Kg/cm}^2) = 11.84N_{spt} + 38 \text{ (sabbia ghiaiosa)}$$

(Menzebach e Malcev)

$$M = 100 C_u \text{ (KPa)}$$

In condizioni non drenate, la  $C_u$  è determinata tramite le seguenti formule

- $C_u = 0.038 N_{spt}$ ; con  $C_u$  espressa in  $\text{Kg/cm}^2$                       bassa plasticità
- $C_u = 0.074 N_{spt}$ ; con  $C_u$  espressa in  $\text{Kg/cm}^2$                       media plasticità
- $C_u = 0.125 N_{spt}$ ; con  $C_u$  espressa in  $\text{Kg/cm}^2$                       alta plasticità

Relazioni del DM-7 (Design Manual for Soil Mechanics)

$\sigma_v$  è calcolata sulla base dei valori delle proprietà indice dei terreni coesivi e della pressione geostatica verticale efficace  $s'_{vo}$

Skempton (Terzaghi-Peck [1967])

$$c_u = (0.11 + 0.0037 IP) s'_{vo}$$



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVRBNV1500001A00 <span style="float: right;">Foglio 30 di 74</span>

o è determinata tramite il pocket penetrometer.

Dove:

Nspt= numero di colpi dello Standard Penetration Test

Nspt corretto= numero di colpi che tiene conto dell'influenza della pressione litostatica

$\phi$  = Angolo di attrito interno (per coesione  $C_u = 0$ )

Dr = Densità relativa del deposito, in %

M= Modulo di compressibilità edometrica in Mpa

E= Modulo di deformazione (Young).

$C_u$ = coesione non drenata

$\gamma$  = peso di volume unitario

### 6.1.2 Coltre detritica

Il terreno, laddove il substrato è costituito da conglomerati, si presenta formato da limo sabbioso con ghiaia spigolosa media per poi passare ad una percentuale di ghiaia via via crescente con la profondità. In presenza di substrati argillitici o marnosi la copertura è composta prevalentemente da limo sabbioso – limo argilloso.

I parametri utilizzati sono ottenuti, tramite correlazioni, da prove SPT eseguite nei sondaggi SP42-SP43-SP44 e da prove di taglio effettuate su campioni semidisturbati.

Le correlazioni si sono effettuate partendo da un valore medio del N SPT e corretto in base alla pressione geolitostatica a cui sono sottoposti (per uno stesso terreno, N aumenta con la profondità):

Si riportano in tabella i risultati conseguiti:

#### Ghiaia

Litologia	prof.	$\sigma_{vo}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Nspt	CN	N SPT corretto
Ghiaia spigolosa grossa (SP42)	3.0	0.63	51	1	51
Ghiaia spigolosa grossa (SP43)	3.0	0.63	61	1	61

Nspt valore medio= 56

Litologia	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	M (Mpa)	E (Mpa)	Dr %	$\phi$	Nspt	$\phi$ (prova di taglio)	c Kg/cm <sup>2</sup> (prova di taglio)
Ghiaia spigolosa grossa	21	70	62	100	43	51	43	0.03

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	Foglio 31 di 74
IG5101ECVRBNV1500001A00		

Le formule utilizzate sono:

$\phi = 0.28N_{spt} + 27.2$  (Peck-Hanson e Thornburn).

$Dr(\%) = 21 \text{rad}q(N_{spt}/(s+0.7))$  Formula di Gibbs e Holtz,  
 valida per terreni prevalentemente sabbiosi.

$E(\text{Kg/cm}^2) = 7.71N_{spt} + 191$  (ghiaia + sabbia) (D'Apollonia et alii)

$M(\text{Kg/cm}^2) = 11.84N_{spt} + 38$  (sabbia ghiaiosa) (Menzebach e Malcev)

Limo sabbioso e ghiaia

Litologia	prof.	evo (Kg/cm <sup>2</sup> )	Nspt	CN	N SPT corretto
Limo sabbioso (SP43)	1.5	0.3	63	1	63
Limo sabbioso (SP44)	1.5	0.3	46	1	46

Litologia	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	M (Mpa)	E (Mpa)	Dr %	$\phi$	Nspt	$\phi$ (prova di taglio)	c Kg/cm <sup>2</sup> (prova di taglio)
Limo sabbioso e ghiaia	20	15	25	100	36	32	45.5	0.04

Valore cautelativo utilizzato  $N_{spt} = 46 \times 0.7 = 32$

Le formule utilizzate sono:

$\phi = 0.28N_{spt} + 27.2$  (Peck-Hanson e Thornburn).

$Dr(\%) = 21 \text{rad}q(N_{spt}/(s+0.7))$  Formula di Gibbs e Holtz,  
 valida per terreni prevalentemente sabbiosi.

$E = 2BN_{spt}$  con  $B = 4$  (Schmentermann)

$M(\text{Kg/cm}^2) = 3.54N_{spt} + 38$  (sabbia fine) (Menzebach e Malcev)



Di seguito si riporta la tabella riassuntiva dei dati in sito .

Sondaggio	Profondità (m)	Strumentazione installata in foro			S.P.T		
		tipo	n°	Profondità (m)	Profondità (m)	Valore SPT	Valore Nspt
SP15	30						
SP22	26	Piezometro a tubo aperto	n°1	26	1,5	8,16,24	40
					3	6,11,14	25
					4	19,41,8RIFIUTO	100
					5,5	13,32,50	82
SP23	25	Piezometro a tubo aperto	n°1	25	1,5	10,21,15	36
					3	1,6,3,	4
					4,5	15RIFIUTO	100
SP42	16				3	8, 15,36	51
					4,5	5, 39, 50/3cm	rifiuto
					6	7,15,24	39
					7,5	10,14,21	35
					9	12,20,36	56
					12	27,24,42	76
					14,5	21,26,50/4cm	RIFIUTO
SP43	15				1,5	7,25,38	63
					3	13,23,38	61
					4,5	26,50/8cm	RIFIUTO
SP44	15				1,5	15,20,26	46
					3	23,39,50/6cm	RIFIUTO
					4,5	50/2cm	RIFIUTO

Durante la campagna d'indagine geognostica sono state effettuate una serie di letture dei piezometri installati nei fori di sondaggio, al fine di determinare il livello di falda presente nell'area.

Si riportano nella tabella seguente le letture piezometriche ottenute nel periodo maggio – luglio 2004

Letture Piezometriche				
Sondaggio	Letture			
	Fine foro	12/02/2004	10/05/2004	08/07/2004
SP22	3.00	3.40	6.10	3.53
SP23	3.18	6.00	3.40	7.15

Durante la campagna d'indagine geognostica sono inoltre state effettuate una serie di prove Lefranc a carico variabile, nel corso dei sondaggi, per stimare il grado di permeabilità.

Si riporta nella tabella seguente i valori di permeabilità ottenuti.

Sondaggio	Profondità (m)	Prova di Permeabilità				
		tipo	n°	da (m)	a (m)	Coeff. di permeabilità
SP15	30	Lefranc a carico costante	1	7,5	9	K=4,800E-06 m/s
			2	13,5	15	K=2,024E-06 m/s
SP22	26	Lefranc a carico costante	1	3	4,5	K=1,856E-05 m/s
			2	6	7,5	K=>10-4 m/s
SP23	25	Lefranc a carico costante	1	1,5	3	K=>10-4 m/s
			2	4,5	6	K=0,000E+00 m/s
SP42	16	Lefranc a carico variabile	1	5	5,5	K=3,01E-02 cm/s
			2	8	8,5	K=7,40E-02 cm/s
SP43	15	Lefranc a carico variabile	1	3	3,5	K=5,09E-02 cm/s
SP44	15	Lefranc a carico variabile	1	3	3,5	K=7,92E-02 cm/s

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVRBNV1500001A00 <span style="float: right;">Foglio 35 di 74</span>

Dall'incrocio dei valori ottenuti nei punti a) e b) sono stati adottati i seguenti parametri geotecnici per la caratterizzazione dei terreni

LITOLOGIA / TERRENO		SIGLA	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	c' (KPa)	cu (KPa)	$\phi$ (°)		
Riporto	Ghiaia spigolosa grossolana		21	0	-	43	62	70
Copertura detritico colluviale	Limo sabbioso argilloso	LSA	19	10	76	28	10	8
	Limo sabbioso con ghiaia	LSG	20	4	-	36	25	15
	Ghiaia	GH	21	0	-	43	62	70
Depositi alluvionali	Sabbia grossolana	SA	20	0	-	37	48	43
	Ghiaia eterometrica	GH	21	0	-	40	75	80
	Limo argilloso	LA	19	10	76	27	17	5
Argille a Palombini	alterazione superficiale	aP	25	100	-	24	-	400
	substrato		26-27	250	-	26	-	1300
Marne di Rigoroso, Marne di Cessole, Formazione di Costa Areasa	alterazione superficiale	mR, mC, fC	20-21	30-40	-	21-23	-	300
	substrato		21-23	500	-	26	-	2000
Formazione di Molare	alterazione superficiale / bassa cementazione	FMp/FMbc	22	0-5	-	36	-	45
	substrato		23	200	-	24	-	1500

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVRBNV1500001A00	Foglio 36 di 74

## 7. CLASSIFICAZIONE GEOMECCANICA DEGLI AMMASSI ROCCIOSI

Per la determinazione dei parametri di resistenza è stato seguito un criterio di confronto e incrocio dei valori ottenuti secondo le seguenti procedure:

- determinazione dei parametri dell'ammasso roccioso attraverso l'uso del criterio di rottura di Hoek-Brown
- determinazione dei parametri d'ammasso mediante correlazioni empiriche che utilizzano l'indice RMR di Bieniawski ottenuto con i rilievi geostrutturali in sito
- risultati delle prove di laboratorio, laddove sono state eseguite
- valori riportati nel Progetto Preliminare e nel Progetto Definitivo
- valori scelti per il progetto definitivo della linea principale
- valori riportati nella letteratura specializzata.

Anche per la valutazione del modulo di deformabilità è stato seguito un criterio di confronto e incrocio dei valori ottenuti secondo diverse procedure:

- utilizzo della correlazione di Serafim e Pereira che sfrutta i valori di RMR ottenuti con i rilievi geostrutturali in sito
- utilizzo della correlazione di Hoek ( $\sigma_{ci}$  100 Mpa) che sfrutta il valore di GSI
- valori ricavati con le prove dilatometriche in sito
- valori riportati nel Progetto Preliminare
- valori riportati nella letteratura specializzata.

Il metodo Bieniawski (89) si basa sul rilievo di sei parametri geotecnici ad ognuno dei quali è assegnato un peso:

- R1 resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta
- R2 indice RQD
- R3 spaziatura delle discontinuità
- R4 condizioni delle discontinuità (rugosità, alterazione, apertura, riempimento, continuità)
- R5 condizioni idrauliche
- R6 orientamento delle discontinuità (favorevolezza delle giaciture rispetto all'opera da realizzare).

La classificazione definisce due valori dell'indice RMR:

- $RMR_{base} = R1 + R2 + R3 + R4 + R5$
- $RMR_{corretto} = R1 + R2 + R3 + R4 + R5 + R6$ .



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5101ECVBNV1500001A00	Foglio 37 di 74

In base al valore dell'indice RMR, gli ammassi rocciosi vengono suddivisi in cinque classi, per ciascuna delle quali viene indicata una stima di massima dell'angolo di attrito, della coesione, una valutazione della qualità e un giudizio sulle difficoltà di scavo degli ammassi stessi.

Il Criterio di rottura di Hoek e Brown, invece, per le discontinuità degli ammassi rocciosi è espresso dalla relazione:

$$\sigma_{\geq 1} = \sigma_{\geq 3} + \sigma_c [m (\sigma_3 / \sigma_c) + s]^{0.5}$$

dove

$\sigma_{\geq 1}$  = sforzo efficace principale massimo alla rottura

$\sigma_{\geq 3}$  = sforzo efficace principale minimo alla rottura

$\sigma_c$  = resistenza a compressione uniassiale della roccia intatta

$m, s$  = costanti dipendenti dalle caratteristiche dell'ammasso roccioso.

Dalla precedente equazione si derivano le espressioni dei parametri di resistenza al taglio equivalenti all'involuppo dei cerchi di Mohr:

$$\tau = A \sigma_c [(\sigma_n - \sigma_{tm}) / \sigma_c]$$

dove

$\tau$  = tensione di taglio alla rottura

$A, B$  = costanti del materiale

$\sigma_n$  = sforzo normale efficace

$\sigma_{tm}$  = resistenza a trazione

Le costanti  $m$  e  $s$  nella prima equazione, sono funzione dell'indice GSI (Geological Strength Index) che si può stimare dall'indice RMR di Bieniawski:

$$GSI = RMR_{base} - R5 + 10$$

Verosimilmente i parametri geotecnici ricadranno all'interno dei valori ricavabili dalle due classificazioni a seconda della fratturazione più o meno intensa e che varia notevolmente da punto a punto, e dell'orientamento dei versanti.

## 7.1. Argilliti

Dal confronto e dall'analisi delle prove effettuate e dalle classificazioni sotto riportate, per le argilliti si possono riconoscere due orizzonti con parametri geotecnici differenti. Il primo, se presente, corrisponde ad uno strato d'alterazione superficiale "cappellaccio o scaglie argillitiche" che può variare, a seconda della stato tensionale subito, da pochi metri ad una decina di metri, il secondo, invece, corrisponde ad una litologia più compatta, e i suoi parametri sono determinati dalle prove di laboratorio effettuate. I parametri ipotizzabili e identificativi dei due orizzonti sono i seguenti:

	$\gamma^*$	$\phi^*$	$C^{**}$	$M^{***}$
Orizzonte 1	25	24	1	400
Orizzonte 2	26-27	26	2.5	1300

\*(KN/m<sup>3</sup>)

\*\* (Kg/cm<sup>2</sup>)

\*\*\* (Mpa)

Si riportano di seguito i risultati della classificazione di Bieniawski e di Hoek Brown e i risultati del rilievo geostrutturale.

### 7.1.1 Classificazione di Bieniawski e di Hoek Brown

#### Classificazione di Bieniawski

R1 ---- Resistenza compressione uniaxiale : 25. MPa

R2 ---- RQD : 20. %

R3 ---- Spaziatura discontinuità : 0.5. m

R4a --- Lunghezza discontinuità : 3 - 10 m

R4b --- Apertura discontinuità : Nessuna mm

R4c --- Rugosità : Liscia

R4d --- Riempimento : Nessuno

R4e --- Alterazione : Poco alterata

R5 ---- Condizioni idrauliche : Bagnato

R6 --- Orientamento discontinuità (fondazione) : Poco favorevole

Stress orizzontale : 0. MPa

Alterabilità della massa rocciosa : Bassa resistenza all'alterazione

#### Risultato

	base	corretto
RMR	40	13.5
Classe	III	IV
Descrizione	Discreto	Scadente
$\phi(^{\circ})$	25.	11.8
c (KPa)	200.	67.5
Ed (GPa)	5.62	1.22
Q index	0.641	0.034
RSR index	43.93	26.93

### Criterio di rottura di Hoek-Brown

#### Hoek Brown Classification

sigci 25 MPa

GSI 43

mi 7

D 0

#### Hoek Brown Criterion

mb 0.91411

s 0.0017761

a 0.509269

#### Failure Envelope Range

Application General

sig3max 6.25 MPa

#### Mohr-Coulomb Fit

c 0.990035 MPa

phi 25.5428 degrees

#### Rock Mass Parameters

sigt -0.0485747 MPa

sigc 0.993525 MPa

sigcm 3.14082 MPa

Em 3341.72 MPa

#### Analysis of Rock Strength using RocLab

##### Hoek-Brown Classification

 intact uniaxial compressive strength = 25 MPa  
 GSI = 43 mi = 7 Disturbance factor = 0

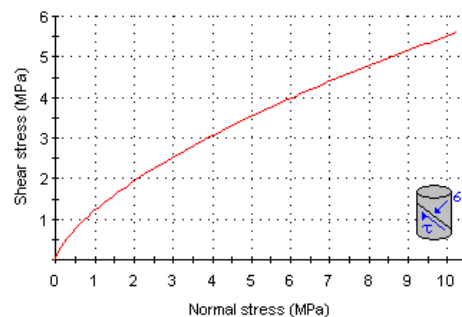
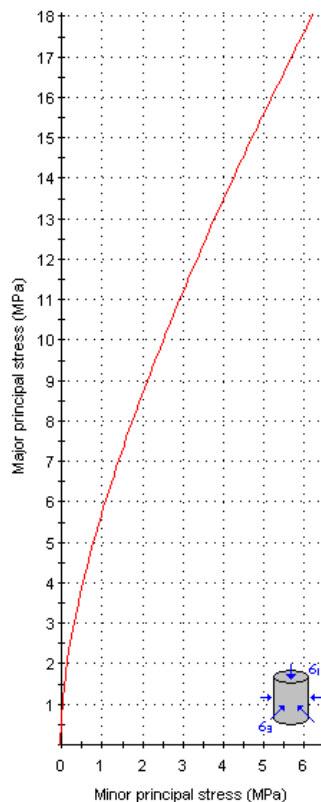
##### Hoek-Brown Criterion

mb = 0.914 s = 0.0018 a = 0.509

##### Mohr-Coulomb Fit

cohesion = 0.990 MPa friction angle = 25.54 deg

##### Rock Mass Parameters

 tensile strength = -0.049 MPa  
 uniaxial compressive strength = 0.994 MPa  
 global strength = 3.141 MPa  
 modulus of deformation = 3341.72 MPa


## 7.2 Marne

Durante la campagna geognostica si sono raccolti dei campioni da analizzare in laboratorio. I risultati di tali indagini, insieme alle altre prove, costituiscono l'elaborato progettuale A301-00-DCV-RB-NV15-00-004-B00. In rapporto alla consistenza dei campioni presi, come prove di laboratorio, è stato possibile effettuare solo un point load test, oltre alle analisi delle caratteristiche fisiche, in quanto la fratturazione presente, non permetteva di prelevare campioni significativi per altre prove.

Il parametro di resistenza ricavabile dalla prova Point Load Test è la resistenza a compressione monoassiale  $Q_c$ . Un valore della resistenza a compressione è stato ricavato anche dall'utilizzo del martello di Schmidt (martello L) sugli affioramenti rocciosi identificati nella carta geologica con il simbolo RS02.

I valori ottenuti sono riportati nella tabella seguente:

Litologia	Resistenza alla compressione $Q_c$ (MPa)	Resistenza alla compressione $Q_c$ (MPa) - RS02	Peso di volume KN/m <sup>3</sup>
Marne	34.28* (SP22)	35**	22.6

\*valore medio (Point load Test)

\*\* valore ottenuto dalla media aritmetica delle misurazioni, ad esclusione del valore più basso e del valore più alto, e ridefinito tramite un fattore correttivo che tenga conto dell'orientamento del martello.

Dal confronto dei dati in letteratura, dall'analisi delle prove effettuate e dalle classificazioni sotto riportate, per le marne si riconoscono due livelli con caratteristiche geotecniche differenti.

I parametri geotecnici del primo livello sono rappresentativi dei primi metri di alterazione del cappellaccio, mentre i secondi corrispondono ad un substrato compatto sano. I parametri identificativi sono i seguenti:

Litologia	M (MPa) con $\sigma = 100$ MPa	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\phi$	C (Kg/cm <sup>2</sup> )
Strato d'alterazione	300	20-21	21-23	0.3-0.4
Marne	2000	21-23	26	5

Si riportano di seguito i risultati della classificazione di Bieniawski e di Hoek Brown e i risultati del rilievo geostrutturale.

### 7.2.1 Classificazione di Bieniawski e di Hoek Brown

#### Classificazione di Bieniawski

R1 ---- Resistenza compressione uniaxiale : 35. MPa

R2 ---- RQD : 90%

R3 ---- Spaziatura discontinuità : 0.4 m

R4a --- Lunghezza discontinuità : > 20 m

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVBNV1500001A00	Foglio 41 di 74

R4b --- Apertura discontinuità : Nessuna mm  
R4c --- Rugosità : Rugosa  
R4d --- Riempimento : Nessuno  
R4e --- Alterazione : Poco alterata  
R5 ---- Condizioni idrauliche : Asciutto  
R6 --- Orientamento discontinuità (pendio) : Favorevole  
Stress orizzontale : 0. MPa  
Alterabilità della massa rocciosa : Media resistenza all'alterazione  
Risultato

	base	corretto
RMR	66.8	61.8
Classe	II	II
Descrizione	Buono	Buono
$\phi(^{\circ})$	38.4	35.9
c (KPa)	334.23	309.23
Ed (GPa)	33.69	23.69
Q index	12.65	7.26
RSR index	61.16	57.95

#### Criterio di rottura di Hoek-Brown

Hoek Brown Classification  
sigci 35 MPa  
GSI 61  
mi 7  
D 0.7

Hoek Brown Criterion  
mb 0.821234  
s 0.00350988  
a 0.502644

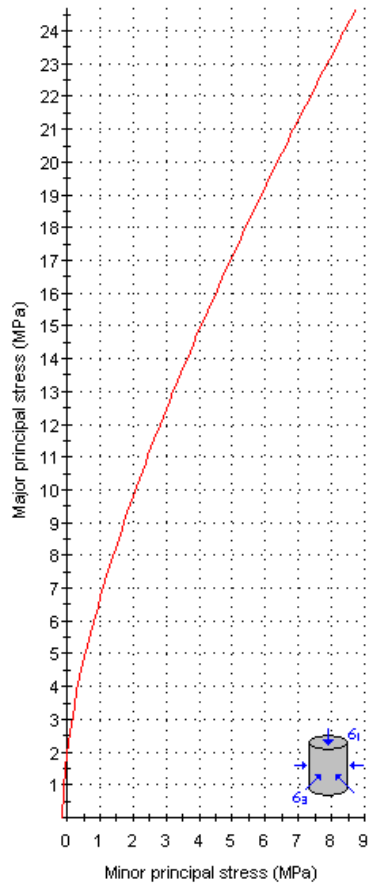
Failure Envelope Range  
Application General  
sig3max 8.75 MPa

Mohr-Coulomb Fit  
c 1.41866 MPa  
phi 24.6963 degrees

Rock Mass Parameters  
sigt -0.149587 MPa  
sigc 2.04279 MPa  
sigcm 4.42775 MPa  
Em 7243.48 Mpa



**Analysis of Rock Strength using RocLab**



**Hoek-Brown Classification**

intact uniaxial compressive strength = 35 MPa  
GSI = 61 mi = 7 Disturbance factor = 0.7

**Hoek-Brown Criterion**

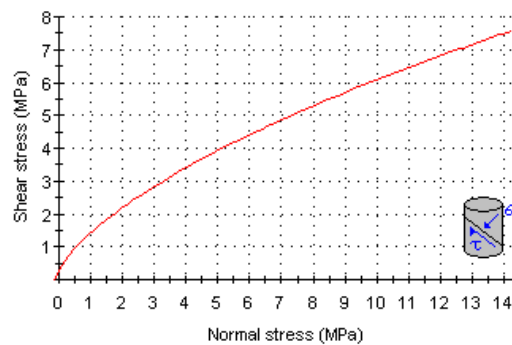
mb = 0.821 s = 0.0035 a = 0.503

**Mohr-Coulomb Fit**

cohesion = 1.419 MPa friction angle = 24.70 deg

**Rock Mass Parameters**

tensile strength = -0.150 MPa  
uniaxial compressive strength = 2.043 MPa  
global strength = 4.428 MPa  
modulus of deformation = 7243.48 MPa



**Giaciture discontinuità**

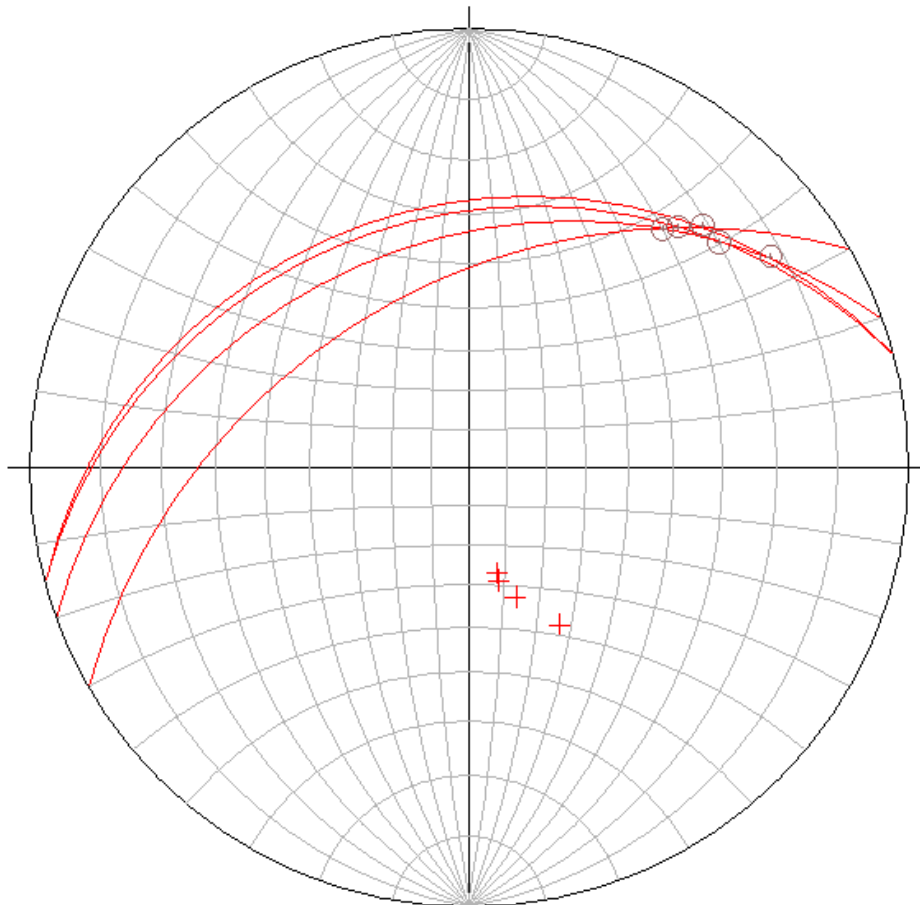
345/30	345/28	330/45	340/35						

**Dati sclerometrici RS02**

$\alpha$	135	135	135	135	135	135	135	135	135
Valore	40	28	32	30	32	20	28	30	31

Resistenza alla compressione: 35 MPa

Stereogramma con riportati i poli e i piani delle superfici di discontinuità



**7.3 Formazione di Molare**

Dal confronto dei dati in letteratura, dall'analisi delle prove effettuate, sia in sito che in laboratorio, e dalle classificazioni sotto riportate, per la formazione di Molare si ricostruiscono i seguenti parametri geotecnici corrispondenti ad un diverso grado di compattazione e cementazione della matrice. I parametri identificativi sono i seguenti:

Litologia	M (MPa) con $\sigma = 100$ MPa	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\phi$	C (Kg/cm <sup>2</sup> )
F.ne di Molare	1500	23	24	2
F.ne di Molare (poco cementato)	45	22	36	0-0.5

Si riportano di seguito i risultati della classificazione di Bieniawski e di Hoek Brown.

*7.3.1 Classificazione di Bieniawski e di Hoek Brown*

Classificazione di Bieniawski

R1 ---- Resistenza compressione uniaxiale : 25. MPa

R2 ---- RQD : 25.%

R3 ---- Spaziatura discontinuità : 0.7 m

R4a --- Lunghezza discontinuità : > 20 m

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5101ECVBNV1500001A00
	Foglio 44 di 74

R4b --- Apertura discontinuità : Nessuna mm  
R4c --- Rugosità : Leggermente rugosa  
R4d --- Riempimento : Nessuno  
R4e --- Alterazione : Molto alterata  
R5 ---- Condizioni idrauliche : Asciutto  
R6 --- Orientamento discontinuità (pendio) : Favorevole  
Stress orizzontale : 0. MPa  
Alterabilità della massa rocciosa : Media resistenza all'alterazione

#### Risultato

	base	corretto
RMR	51.7	46.7
Classe	III	III
Descrizione	Discreto	Discreto
$\phi$ (°)	30.8	28.3
c (KPa)	258.33	233.33
Ed (GPa)	3.33	8.25
Q index	2.34	1.345
RSR index	51.42	48.21

#### Hoek Brown Classification

sigci 25 MPa

GSI 47

mi 18

D 0.8

#### Hoek Brown Criterion

mb 0.767674

s 0.00032545

a 0.50705

#### Failure Envelope Range

Application General

sig3max 6.25 MPa

#### Mohr-Coulomb Fit

c 0.918489 MPa

phi 24.2451 degrees

#### Rock Mass Parameters

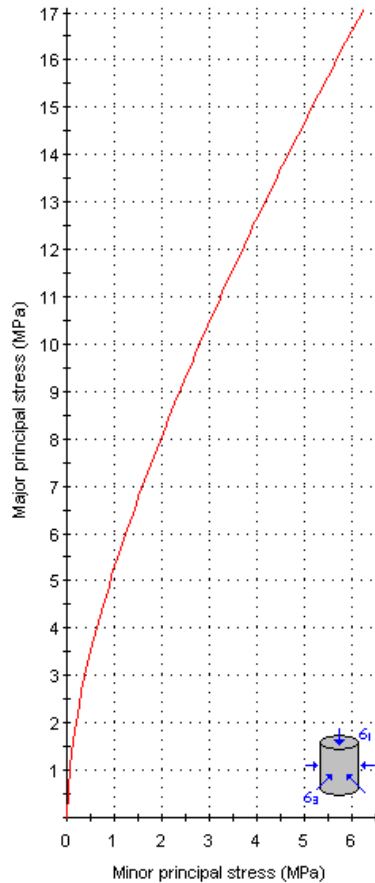
sigt -0.0105986 MPa

sigc 0.426182 MPa

sigcm 2.84199 MPa

Em 2524.19 Mpa

**Analysis of Rock Strength using RocLab**



**Hoek-Brown Classification**

intact uniaxial compressive strength = 25 MPa  
GSI = 47 mi = 18 Disturbance factor = 0.8

**Hoek-Brown Criterion**

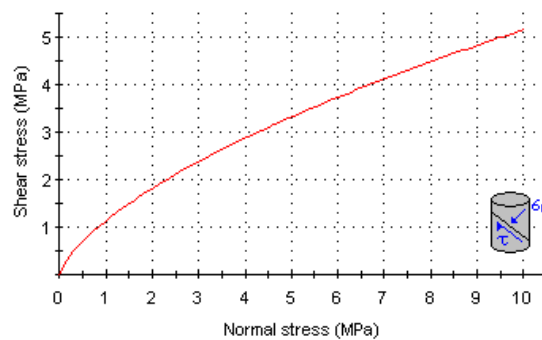
mb = 0.768 s = 0.0003 a = 0.507

**Mohr-Coulomb Fit**

cohesion = 0.918 MPa friction angle = 24.25 deg

**Rock Mass Parameters**

tensile strength = -0.011 MPa  
uniaxial compressive strength = 0.426 MPa  
global strength = 2.842 MPa  
modulus of deformation = 2524.19 MPa



**Giaciture discontinuità**

35/28	40/35	30/20	35/25						

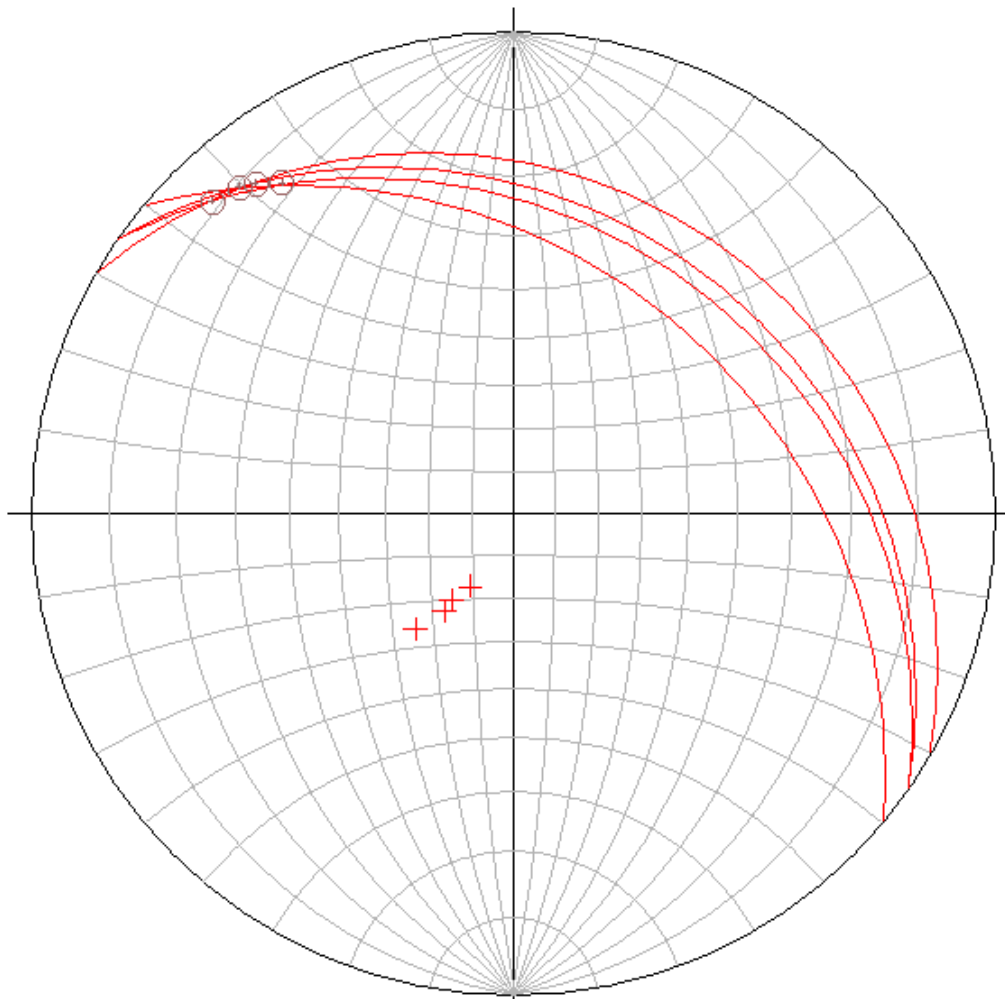
**Dati sclerometrici RS01**

$\alpha$	135	135	135	135	135	135	135	135	135
Valore	16	18	14	10	28	12	50	36	22

**Resistenza alla compressione: 25 MPa**

valore ottenuto dalla media aritmetica delle misurazioni, ad esclusione del valore più basso e del valore più alto, e ridefinito tramite un fattore correttivo che tenga conto dell'orientamento del martello

Stereogramma con riportati i poli e i piani delle superfici di discontinuità



Per la parametrizzazione dei conglomerati poco cementati si sono utilizzati i valori delle prove SPT eseguite nel sondaggio SP42. Delle 5 prove effettuate si sono prese quelle non andate a rifiuto, e si è calcolato il valore  $N_{spt}$  corretto in base alla pressione geolitostatica, quindi si è fatto una media dei valori ottenuti. Il dato finale è stato preso per parametrizzare il substrato tramite correlazioni e formule. Si riportano in tabella i risultati conseguiti:

Litologia	prof.	$\sigma_{vo}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	Nspt	CN	N SPT corretto
Conglomerati poco cementati	6.0	1.32	39	0.856	33
Conglomerati poco cementati	7.5	1.65	35	0.7555	26
Conglomerati poco cementati	9.0	1.98	56	0.6821	38
Conglomerati poco cementati	12.0	2.64	76	0.5806	44

Valore medio N SPT: 35

Litologia	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	M (Mpa)	E (Mpa)	Dr %	$\phi$	Nspt	$\phi$ (prova di taglio)	c Kg/cm <sup>2</sup> (prova di taglio)
Conglomerati poco cementati	21	45	46	80	36	35	36.2	0.05



<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG5101ECVRBNV1500001A00</p> <p style="text-align: right;">Foglio 47 di 74</p>

Le formule utilizzate sono:

$$Dr(\%) = 21 \text{radq}(Nspt/(s+0.7))$$

Formula di Gibbs e Holtz,

valida per terreni prevalentemente sabbiosi.

$$E(\text{Kg/cmq}) = 7.71Nspt + 191 \text{ (ghiaia + sabbia)}$$

(D'Apollonia et alii)

$$M(\text{Kg/cmq}) = 11.84Nspt + 38 \text{ (sabbia ghiaiosa)}$$

(Menzebach e Malcev)

Dove:

Nspt= numero di colpi dello Standard Penetration Test

Nspt corretto= numero di colpi che tiene conto dell'influenza della pressione litostatica

$\varphi$  = Angolo di attrito interno (per coesione  $C_u = 0$ )

Dr = Densità relativa del deposito, in %

M= Modulo di compressibilità edometrica in Mpa

E= Modulo di deformazione (Young).

$\gamma$  = peso di volume unitario

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	IG5101ECVRBNV1500001A00 <table border="1" data-bbox="1460 230 1573 284"> <tr> <td>Foglio 48 di 74</td> </tr> </table>	Foglio 48 di 74
Foglio 48 di 74		

## 8. PARAMETRI GEOTECNICI PER OGNI SINGOLO INTERVENTO

Di seguito si riporta, per ogni opera d'arte individuata, i principali parametri geotecnici, e lo spessore certo o presunto degli strati interessati. Lo spessore è determinato in base ai logs stratigrafici, se l'opera d'arte è in prossimità di un sondaggio, altrimenti viene stimato in base all'interpolazione dei sondaggi più vicini all'opera d'arte.

Opere	Copertura							Depositi alluvionali						Substrato					
	Simb.	$\gamma^*$	$\phi^*$	C**	Cu**	M***	Sp.	Simb.	$\gamma^*$	$\phi^*$	C**	M***	Sp.	Simb.	$\gamma^*$	$\phi^*$	C**	M***	Sp.
M01	LSA	19	28	0.1	0.8	8	1.5							AC	25	24	1	400	
M02	LSA	19	28	0.1	0.8	8	1.5							AC	25	24	1	400	
M03	LSA	19	28	0.1	0.8	8	1.5							AC	25	24	1	400	
M04	LSG	20	36	0	0.2	15	1.2												
	GH	21	43	0	0	70	1.8							CCM	23	24	2	1500	
M05	LSG	20	36	0	0.2	15	1.2												
	GH	21	43	0	0	70	1.8							CCM	23	24	2	1500	
CS01	LSG	20	36	0	0.2	15	1.2												
	GH	21	43	0	0	70	1.8							CCM	23	24	2	1500	
M06	LSG	20	36	0	0.2	15	1.2												
	GH	21	43	0	0	70	1.8							CCM	23	24	2	1500	
M07	LSG	20	36	0	0.2	15	1.2												
	GH	21	43	0	0	70	1.8							CCM	23	24	2	1500	
M19	LSG	20	36	0	0.2	15	1.2												
	GH	21	43	0	0	70	1.8							CCM	23	24	2	1500	
M08	LSG	20	36	0	0.2	15	1.2												
	GH	21	43	0	0	70	1.8							CCM	23	24	2	1500	
M09	LSG	20	36	0	0.2	15	4.0												
	GH	21	43	0	0	70	2.0							CCM	23	24	2	1500	
M10	LSG	20	36	0	0.2	15	3.0												
	GH	21	43	0	0	70	1.0							CCM	23	24	2	1500	
P01	LSG	20	36	0	0.2	15	3.0							CCM	21	36	0.15	45	7.0
	GH	21	43	0	0	70	1.0							CCM	23	24	2	1500	
M11	LSG	20	36	0	0.2	15	1.8							CCM	21	36	0.15	45	2.5
	GH	21	43	0	0	70	3.0							CCM	23	24	2	1500	
M12	LSG	20	36	0	0.2	15	1.8							CCM	21	36	0.15	45	2.5
	GH	21	43	0	0	70	3.0							CCM	23	24	2	1500	
M13	LSG	20	36	0	0.2	15	1.2												
	GH	21	43	0	0	70	1.8							CCM	23	24	2	1500	
M14	LSG	20	36	0	0.2	15	1.2												
	GH	21	43	0	0	70	1.8							CCM	23	24	2	1500	
CS02	LSG	20	36	0	0.2	15	1.2												
	GH	21	43	0	0	70	1.8							CCM	21	36	0.5	45	

Opere	Copertura							Depositi alluvionali						Substrato					
	Simb.	$\gamma^*$	$\phi^*$	C**	Cu**	M***	Sp	Simb.	$\gamma^*$	$\phi^*$	C**	M***	Sp.	Simb.	$\gamma^*$	$\phi^*$	C**	M***	Sp
M15	GH	21	43	0	0	70	4.5							CCM	21	36	0.5	45	
M16	LSG	20	36	0	0.2	15	4.0							CCM	21	36	0	45	2
CH02	GH	21	43	0	0	70	1.0							CCM	21	36	0.5	45	
CS03	LSG	20	36	0	0.2	15	2.0							CCM	21	36	0	45	2
	GH	21	43	0	0	70	3.0							CCM	21	36	0.5	45	
M20	LSG	20	36	0	0.2	15	2.0							CCM	21	36	0	45	2
	GH	21	43	0	0	70	3.0							CCM	21	36	0.5	45	
CS04	LSG	20	36	0	0.2	15	2.0							CCM	21	36	0	45	2
	GH	21	43	0	0	70	3.0							CCM	21	36	0.5	45	
M17	LSG	20	36	0	0.2	15	4.8							CCM	21	36	0	45	11.2
PO02	LSG	20	36	0	0.2	15	4.8							CCM	21	36	0	45	11.2
M18	LSA	19	28	0.1	0.8	8	3							MR	20-21	21-23	0.3-0.4	300	3
														MR	23	26	5	2000	
CS05	LSA	19	28	0.1	0.8	8	2							MR	20-21	21-23	0.3-0.4	300	3
														MR	23	26	5	2000	
P03 :																			
Spalla A								SA	20	37	0	43	4						
								GH	21	40	0	80	6.3						
								LA	19	27	0.1	5	2.3	MR	23	26	5	2000	
Spalla B								SA	20	37	0	43	4.6						
								GH	21	40	0	80	3.7						
								LA	19	27	0.1	5	1.2	MR	23	26	5	2000	
M21	LSA	19	28	0.1	0.8	8	2							AC	25	24	1	400	

\*(KN/m3)

\*\*(Kg/cm<sup>2</sup>)

\*\*\*(Mpa)

Simbologia:

SA= Sabbia e ghiaia (terreno di riporto)

GH= Ghiaia

LA= Limo argilloso debolmente sabbioso

LSA= Llimo sabbioso argilloso

LSG= Limo sabbioso con ghiaia

AC=Argilliti

CCM=Conglomerato

MR=Marne

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG5101ECVRBNV1500001A00</p>	<p>Foglio 51 di 74</p>

## 9. PRINCIPALI CRITICITA' LUNGO IL TRACCIATO

E' importante precisare che rispetto alla fase di PD, alla data odierna non sono disponibili nuove indagini per una verifica della stabilità globale dei versanti interagenti con le opere previste.

In attesa dei risultati delle indagini della campagna integrativa di Progetto Esecutivo, in corso di esecuzione, il presente documento riporta le medesime analisi effettuate in fase di Progetto Definitivo.

Nel complesso la viabilità in esame, attraversa affioramenti litologici dalle caratteristiche geotecniche fra loro differenti. Si passa dagli affioramenti argillitici di inizio tracciato, dalle caratteristiche scadenti, ai conglomerati della Formazione Molare, per poi finire ad una alternanza di formazioni marnose ed arenacee dal comportamento geotecnico migliore. In prossimità del ponte sul torrente Lemme, la provinciale si estende su depositi alluvionali composti prevalentemente da letti di ghiaia eterometrica e sabbia. La copertura detritica è minima e valutabile da uno a tre metri.

L'area oggetto d'intervento ricade nel bacino idrografico del Torrente Orba e più precisamente si sviluppa lungo il percorso del Torrente Lemme, bacino le cui principali criticità di tipo geologico-geomorfologico emerse dagli studi e dalle analisi effettuate, sono da ricondursi sia a fattori di carattere regionale, sia a particolari situazioni locali.

Si tratta di un bacino, nella sua parte alta, in erosione in quanto i suoi maggiori rii e torrenti sono in fase di ringiovanimento; ciò determina l'instaurarsi di processi gravitativi che hanno nell'azione dilavatrice delle acque, sia incanalate che diffuse, una delle loro principali cause innescanti.

Laddove l'energia di trasporto delle acque diminuisce e le pendenze dei versanti sono più dolci l'erosione lascia il posto a processi di deposito, il torrente assume un aspetto meno rettilineo, più meandriforme e con ampie anse, e nel fondo valle si ritrovano aree sempre più pianeggianti.

Altri elementi predisponenti al dissesto sono da ricercarsi nel fattore antropico: la geomorfologia attuale risulta modificata rispetto al suo assetto naturale. La costruzione di strade e infrastrutture, se non progettate adeguatamente, può generare inoltre ferite e tagli al versante, provocando dissesti inizialmente solo a carattere locale ma che, via via, potrebbero giungere ad interessare porzioni di territorio più grandi.

La strada corre principalmente su un tracciato pianeggiante, lungo il fondovalle costeggiando il torrente Lemme e non presenta tratti su versanti. Dall'analisi della carta della franosità reale del Piano Stralcio per l'Assetto Idrogeologico PAI, approvato con DPCM 24/05/2001, non emergono situazioni di particolare criticità. Le principali frane individuate nell'area di bacino non interessano il tracciato stradale. Solo in un punto s'incontra una zona a suscettività al dissesto alto; nel tratto compreso tra le sezioni 100 -105. Questo è dovuto principalmente al taglio stradale e all'erosione superficiale delle acque che hanno portato ad una instabilità della coltre detritica. Questa criticità riscontrata è comunque superabile con scelte progettuali e costruttive adeguate (riprofilatura del terreno, opere di sostegno su micropali, chiodatura e rete metallica sul versante, opere di sostegno di controripa tirantate).



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVRBNV1500001A00	Foglio 52 di 74

In relazione alle opere d'arte presenti e alle criticità emerse, si analizza la stabilità globale dei versanti per le seguenti opere:

- M01
- M05
- M11
- M16/CH02
- M17
- M20

Le verifiche strettamente legate alle caratteristiche dell'opera, quali ad esempio, le verifiche al ribaltamento, al scivolamento dei muri, o la portanza dei pali in relazione al carico d'esercizio, verranno trattati nelle rispettive relazioni di calcolo.

## 9.1. Opera M01

L'opera prevede la realizzazione di un Muro di controripa in C.A. di caratteristiche e tipologie equivalenti a quelli di un muro di sostegno. Date le caratteristiche stratigrafiche del versante sono state scelte delle fondazioni dirette.

### 9.1.1 Analisi di stabilità globale

Viene analizzata la stabilità globale del versante. Il calcolo del coefficiente di sicurezza nei confronti della rottura è stato effettuato secondo le usuali metodologie dell'equilibrio limite, considerando la presenza di falda idrica e di eventuali sovraccarichi. Si sono utilizzati i metodi di Jambu, Bishop e GLE/Morgenstern-Price.

Le verifiche di stabilità sono state svolte prendendo in considerazione i meccanismi di rottura che le condizioni al contorno evidenziano come più probabili. Nella maggioranza dei casi questi si riducono allo scorrimento di tipo rotazionale.

Il coefficiente di sicurezza minimo ottenuto, **2.8** è da considerarsi più che soddisfacente,

Essendo l'area in oggetto classificata, secondo le nuove norme per l'individuazione delle zone sismiche, in classe 3, è stato altresì calcolato il coefficiente di sicurezza tenendo conto dell'azione del sisma e quindi dell'incremento delle forze di spinta generato dall'accelerazione orizzontale dello spettro di risposta elastico. Per questa classe l'accelerazione di picco orizzontale del suolo  $a_g$  è = 0.15. Per la stabilità dei pendii le forze agenti sono costituite oltre che dal peso proprio di volume dei terreni interessati, dalle forze di inerzia dovute all'azione sismica. Valgono quindi le seguenti uguaglianze:

$$F_H = 0.5 S a_g W$$

$$F_V = 1/2 F_H$$

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG5101ECVRBNV1500001A00</p>	<p>Foglio 53 di 74</p>

essendo  $F_H$  e  $F_V$  rispettivamente le risultanti verticale ed orizzontale delle forze d'inerzia applicate al baricentro della massa potenzialmente instabile.  $S$  nel nostro caso è uguale a 1.25 più una maggiorazione di 1.2 dovuta a siti in prossimità di pendii scoscesi.

Il coefficiente di sicurezza ottenuto, 1.88 anche in questo caso è da ritenersi più che soddisfacente per l'eccezionalità dell'evento.

Nel seguito sono allegati i relativi elaborati di calcolo.

### ***Slide Analysis Information***

#### **Project Settings**

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program  
 Failure Direction: Left to Right  
 Units of Measurement: SI Units  
 Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m<sup>3</sup>  
 Groundwater Method: Water Surfaces  
 Data Output: Standard  
 Calculate Excess Pore Pressure: Off  
 Allow  $R_u$  with Water Surfaces or Grids: Off  
 Random Numbers: Pseudo-random Seed  
 Random Number Seed: 10116  
 Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

#### **Analysis Methods**

Analysis Methods used:  
 Bishop simplified  
 GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine  
 Janbu corrected  
 Number of slices: 25  
 Tolerance: 0.005  
 Maximum number of iterations: 50

#### **Surface Options**

Surface Type: Circular  
 Radius increment: 10  
 Minimum Elevation: Not Defined  
 Composite Surfaces: Disabled  
 Reverse Curvature: Create Tension Crack

#### **Material Properties**

Material: Limo sabbioso argilloso

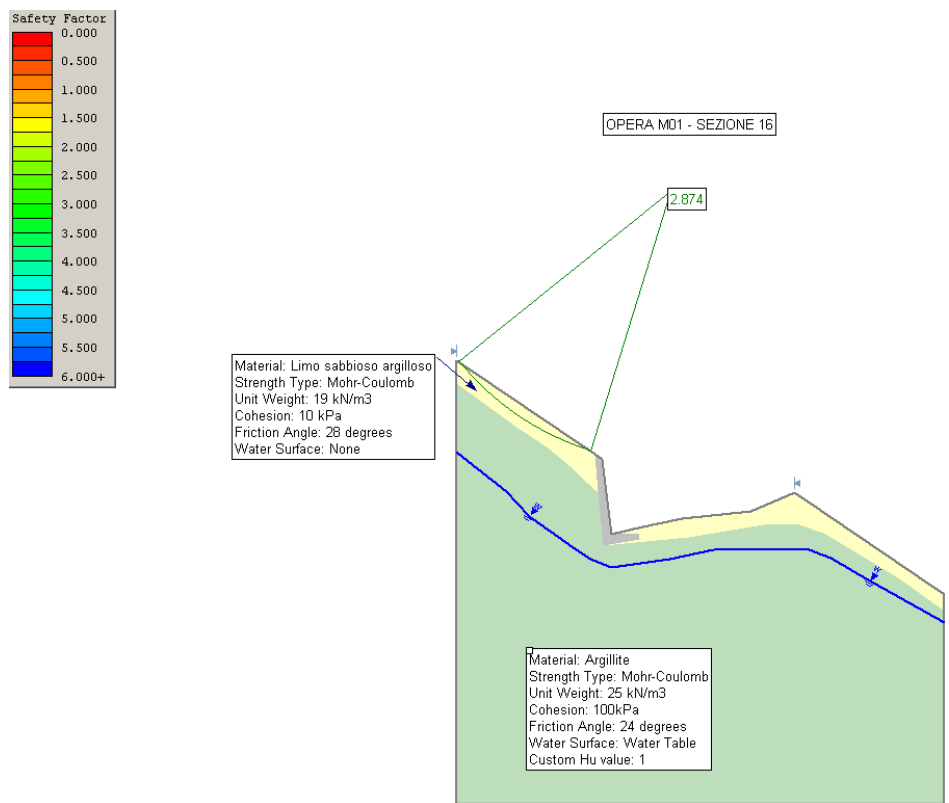
Strength Type: Mohr-Coulomb  
 Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 10 kPa  
 Friction Angle: 28 degrees  
 Water Surface: None

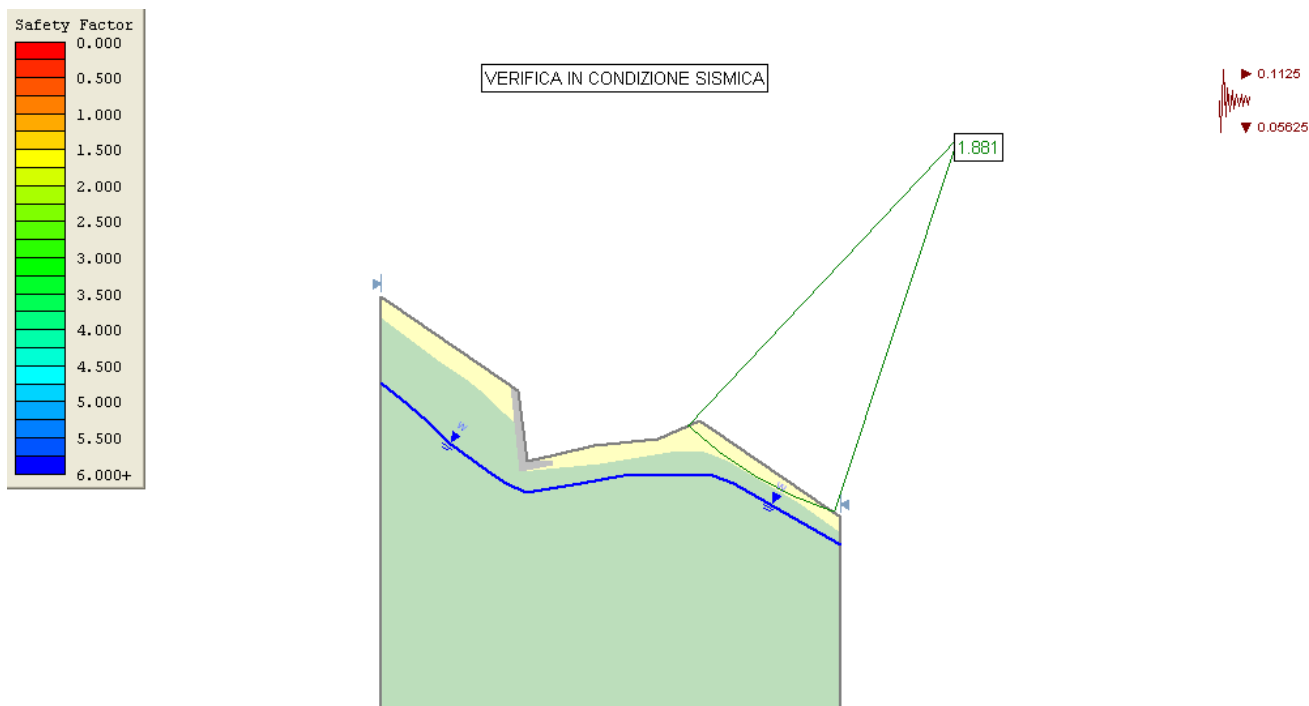
Material: Argillite

Strength Type: Mohr-Coulomb  
 Unit Weight: 25 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 100 kPa  
 Friction Angle: 24 degrees  
 Water Surface: Water Table  
 Custom Hu value: 1

**Loading**

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.1125  
 Seismic Load Coefficient (Vertical): 0.05625  
 1 Distributed Load present:  
 Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Vertical, Magnitude: 20 kN/m





## 9.2. Opera M05

L'opera prevede la realizzazione di un Muro di controripa in C.A. di caratteristiche e tipologie equivalenti a quelli di un muro di sostegno. Date le caratteristiche stratigrafiche del versante sono state scelte delle fondazioni dirette.

### 9.2.1 Analisi di stabilità globale

Viene analizzata la stabilità globale del versante. Il calcolo del coefficiente di sicurezza nei confronti della rottura è stato effettuato secondo le usuali metodologie dell'equilibrio limite, considerando la presenza di falda idrica e di eventuali sovraccarichi. Si sono utilizzati i metodi di Jambu, Bishop e GLE/Morgenstern-Price.

Le verifiche di stabilità sono state svolte prendendo in considerazione i meccanismi di rottura che e condizioni al contorno evidenziano come più probabili. Nella maggioranza dei casi questi si riducono allo scorrimento di tipo rotazionale.

Il coefficiente di sicurezza minimo ottenuto **3.55**, per superfici che interessano tutto il versante e l'opera di sostegno, è da considerarsi più che soddisfacente.

Essendo l'area in oggetto classificata, secondo le nuove norme per l'individuazione delle zone sismiche, in classe 3, è stato altresì calcolato il coefficiente di sicurezza tenendo conto dell'azione del sisma e quindi dell'incremento delle forze di spinta generato dall'accelerazione orizzontale dello spettro di risposta elastico. Per questa classe l'accelerazione di picco orizzontale del suolo  $a_g$  è = 0.15. Per la stabilità dei pendii le forze agenti sono costituite oltre che dal peso proprio di volume dei terreni interessati, dalle forze di inerzia dovute all'azione sismica. Valgono quindi le seguenti uguaglianze:

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG5101ECVBNV1500001A00</p>	<p>Foglio 56 di 74</p>

$$F_H = 0.5 S_a g W$$

$$F_V = 1/2 F_H$$

essendo  $F_H$  e  $F_V$  rispettivamente le risultanti verticale ed orizzontale delle forze d'inerzia applicate al baricentro della massa potenzialmente instabile.  $S$  nel nostro caso è uguale a 1.25 più una maggiorazione di 1.2 dovuta a siti in prossimità di pendii scoscesi.

Il coefficiente di sicurezza ottenuto, 2.79 anche in questo caso è da ritenersi più che soddisfacente per l'eccezionalità dell'evento.

Nel seguito sono allegati i relativi elaborati di calcolo.

### ***Slide Analysis Information***

#### **Project Settings**

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program  
 Failure Direction: Left to Right  
 Units of Measurement: SI Units  
 Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m<sup>3</sup>  
 Groundwater Method: Water Surfaces  
 Data Output: Standard  
 Calculate Excess Pore Pressure: Off  
 Allow  $R_u$  with Water Surfaces or Grids: Off  
 Random Numbers: Pseudo-random Seed  
 Random Number Seed: 10116  
 Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

#### **Analysis Methods**

Analysis Methods used:  
 Bishop simplified  
 Janbu simplified  
 Janbu corrected  
 Number of slices: 25  
 Tolerance: 0.005  
 Maximum number of iterations: 50

#### **Surface Options**

Surface Type: Circular  
 Radius increment: 10  
 Minimum Elevation: Not Defined  
 Composite Surfaces: Disabled  
 Reverse Curvature: Create Tension Crack

#### **Material Properties**

Material: Limo sabbioso con ghiaia

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG5101ECVRBNV1500001A00</p> <p style="text-align: right;">Foglio 57 di 74</p>

Strength Type: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 20 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 1 kPa  
Friction Angle: 36 degrees  
Water Surface: None

Material: Ghiaia in matrice argillosa

Strength Type: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 21 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 1 kPa  
Friction Angle: 43 degrees  
Water Surface: Water Table  
Custom Hu value: 1

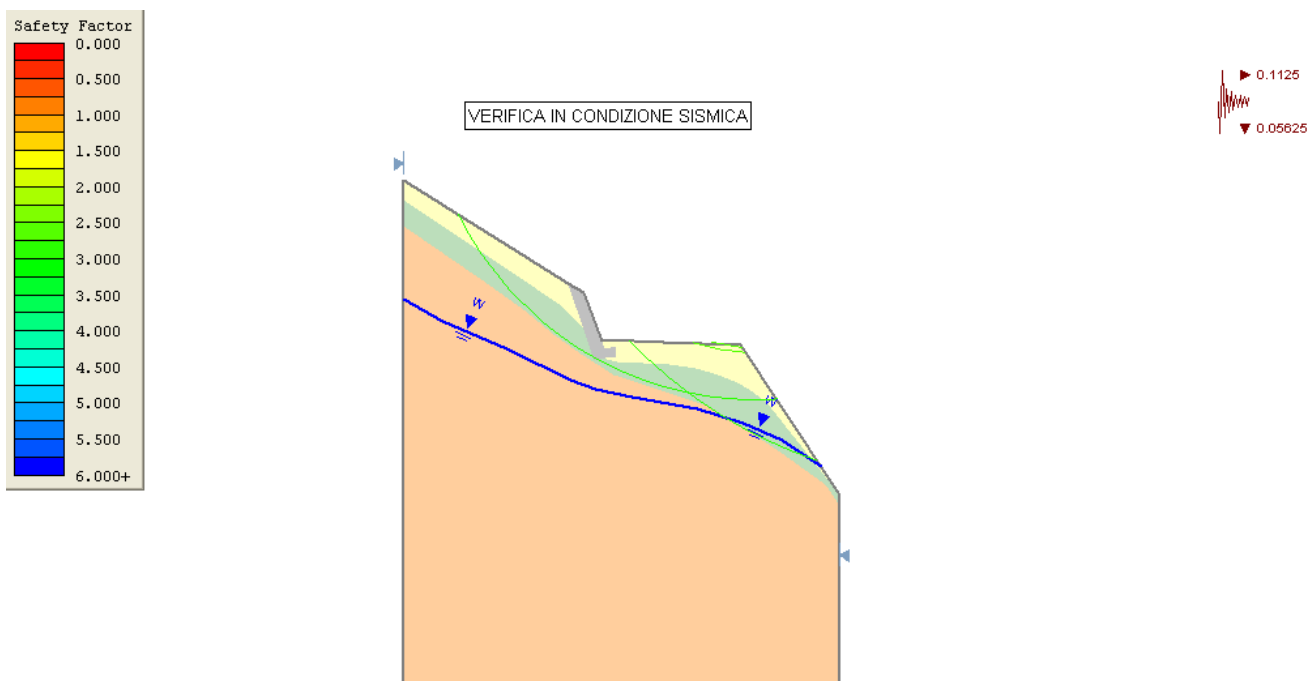
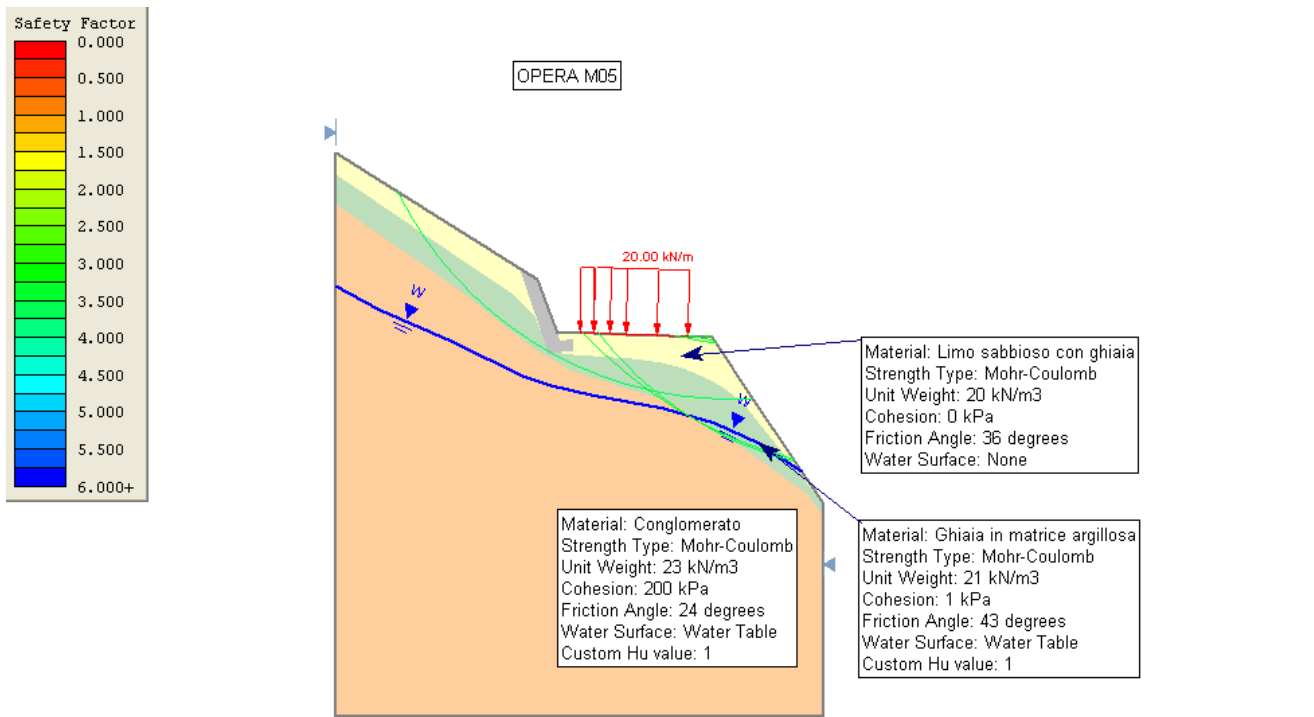
Material: Conglomerato

Strength Type: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 23 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 200 kPa  
Friction Angle: 24 degrees  
Water Surface: Water Table  
Custom Hu value: 1

### Loading

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.1125  
Seismic Load Coefficient (Vertical): 0.05625  
1 Distributed Load present:  
Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Vertical, Magnitude: 20 kN/m





### 9.3. Opera M11

L'opera prevede la realizzazione di un Muro di controripa in C.A. di caratteristiche e tipologie equivalenti a quelli di un muro di sostegno. Date le caratteristiche stratigrafiche del versante sono state scelte delle fondazioni dirette.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVRBNV1500001A00	Foglio 59 di 74

### 9.3.1 Analisi di stabilità globale

Viene analizzata la stabilità globale del versante. Il calcolo del coefficiente di sicurezza nei confronti della rottura è stato effettuato secondo le usuali metodologie dell'equilibrio limite, considerando la presenza di falda idrica e di eventuali sovraccarichi. Si sono utilizzati i metodi di Jambu, Bishop e GLE/Morgenstern-Price.

Le verifiche di stabilità sono state svolte prendendo in considerazione i meccanismi di rottura che le condizioni al contorno evidenziano come più probabili. Nella maggioranza dei casi questi si riducono allo scorrimento di tipo rotazionale.

Il coefficiente di sicurezza minimo ottenuto, **1.55** è da considerarsi più che soddisfacente,

Essendo l'area in oggetto classificata, secondo le nuove norme per l'individuazione delle zone sismiche, in classe 3, è stato altresì calcolato il coefficiente di sicurezza tenendo conto dell'azione del sisma e quindi dell'incremento delle forze di spinta generato dall'accelerazione orizzontale dello spettro di risposta elastico. Per questa classe l'accelerazione di picco orizzontale del suolo  $a_g$  è = 0.15. Per la stabilità dei pendii le forze agenti sono costituite oltre che dal peso proprio di volume dei terreni interessati, dalle forze di inerzia dovute all'azione sismica. Valgono quindi le seguenti uguaglianze:

$$F_H = 0.5 S a_g W$$

$$F_V = 1/2 F_H$$

essendo  $F_H$  e  $F_V$  rispettivamente le risultanti verticale ed orizzontale delle forze d'inerzia applicate al baricentro della massa potenzialmente instabile.  $S$  nel nostro caso è uguale a 1.25 più una maggiorazione di 1.2 dovuta a siti in prossimità di pendii scoscesi.

Il coefficiente di sicurezza ottenuto, 1.30 anche in questo caso è da ritenersi più che soddisfacente per l'eccezionalità dell'evento.

Nel seguito sono allegati i relativi elaborati di calcolo.

## ***Slide Analysis Information***

### **Project Settings**

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program  
 Failure Direction: Left to Right  
 Units of Measurement: SI Units  
 Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m<sup>3</sup>  
 Groundwater Method: Water Surfaces  
 Data Output: Standard  
 Calculate Excess Pore Pressure: Off  
 Allow  $R_u$  with Water Surfaces or Grids: Off  
 Random Numbers: Pseudo-random Seed  
 Random Number Seed: 10116  
 Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG5101ECVRBNV1500001A00</p> <p style="text-align: right;">Foglio 60 di 74</p>

## **Analysis Methods**

Analysis Methods used:  
 Bishop simplified  
 GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine  
 Janbu corrected  
 Number of slices: 25  
 Tolerance: 0.005  
 Maximum number of iterations: 50

## **Surface Options**

Surface Type: Circular  
 Radius increment: 10  
 Minimum Elevation: Not Defined  
 Composite Surfaces: Disabled  
 Reverse Curvature: Create Tension Crack

## **Loading**

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.1125  
 Seismic Load Coefficient (Vertical): 0.05625

## **Material Properties**

### Material: limo sabbioso

Strength Type: Mohr-Coulomb  
 Unit Weight: 20 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 0 kPa  
 Friction Angle: 36 degrees  
 Water Surface: None

### Material: ghiaia

Strength Type: Mohr-Coulomb  
 Unit Weight: 21 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 0 kPa  
 Friction Angle: 43 degrees  
 Water Surface: None

### Material: conglomerato alterato

Strength Type: Mohr-Coulomb  
 Unit Weight: 21 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 15 kPa  
 Friction Angle: 36 degrees  
 Water Surface: None

### Material: conglomerate

Strength Type: Mohr-Coulomb  
 Unit Weight: 23 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 200 kPa  
 Friction Angle: 24 degrees

Water Surface: None

Material: cemento

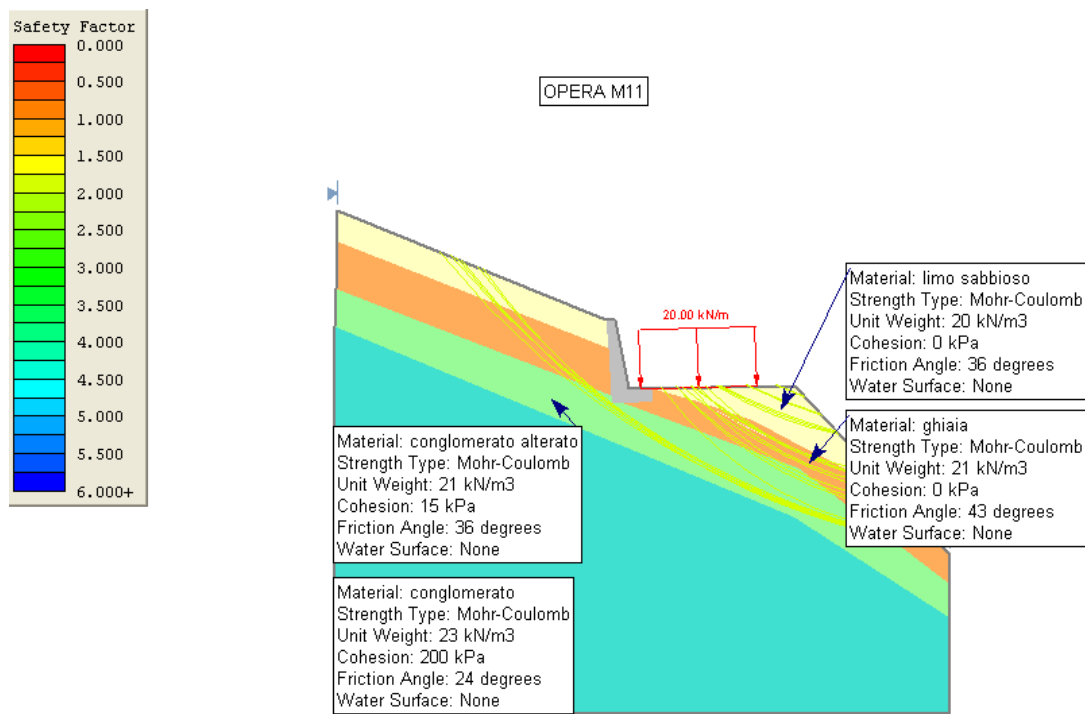
Strength Type: Mohr-Coulomb

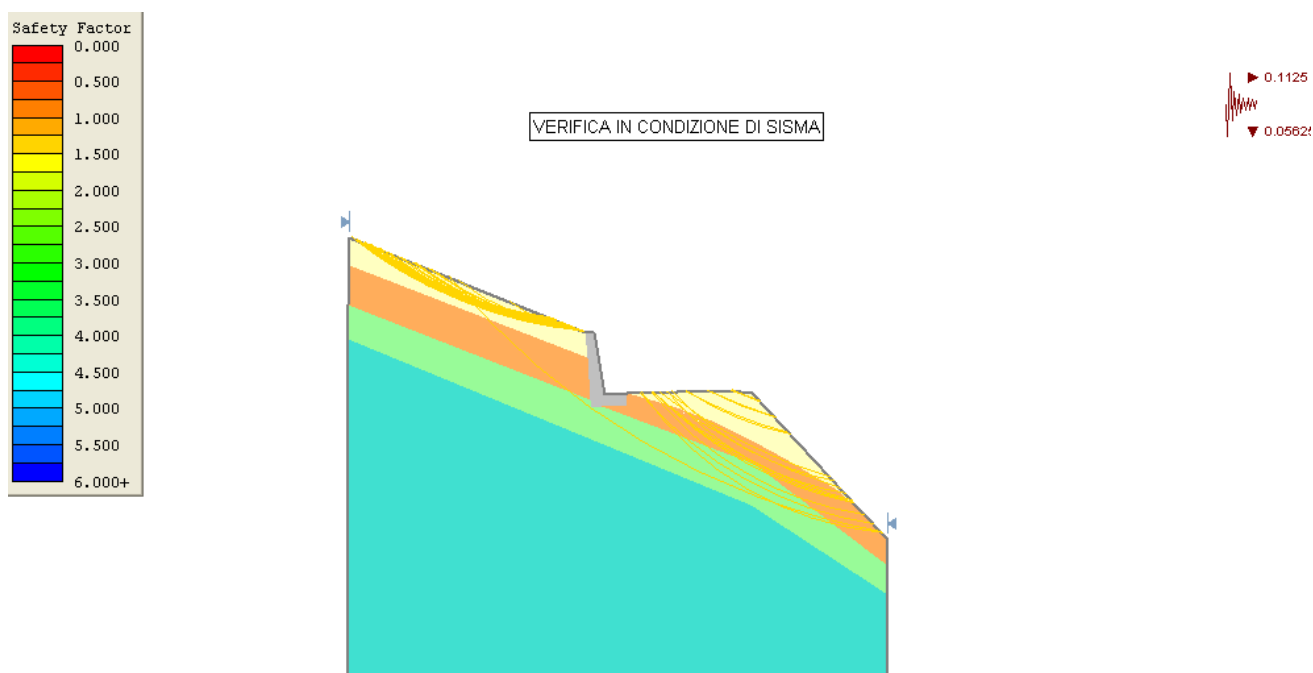
Unit Weight: 25 kN/m<sup>3</sup>

Cohesion: 3000 kPa

Friction Angle: 55 degrees

Water Surface: None





#### 9.4. Opera M16/CH02

L'opera prevede la realizzazione di un Muro di controripa in C.A. di caratteristiche e tipologie equivalenti a quelli di contenimento. Date le caratteristiche stratigrafiche del versante sono state scelte delle fondazioni dirette. Per la sistemazione del versante in frana si utilizzerà una chiodatura più una rete paramassi a protezione della rete stradale.

##### 9.4.1 Analisi di stabilità globale

Viene analizzata la stabilità globale del versante. Il calcolo del coefficiente di sicurezza nei confronti della rottura è stato effettuato secondo le usuali metodologie dell'equilibrio limite, considerando la presenza di falda idrica e di eventuali sovraccarichi. Si sono utilizzati i metodi di Jambu, Bishop e GLE/Morgenstern-Price.

Le verifiche di stabilità sono state svolte prendendo in considerazione i meccanismi di rottura che le condizioni al contorno evidenziano come più probabili. Nella maggioranza dei casi questi si riducono allo scorrimento di tipo rotazionale.

Il coefficiente di sicurezza minimo ottenuto **1.77**, per superfici che interessano tutto il versante e l'opera di sostegno, è da considerarsi più che soddisfacente.

Essendo l'area in oggetto classificata, secondo le nuove norme per l'individuazione delle zone sismiche, in classe 3, è stato altresì calcolato il coefficiente di sicurezza tenendo conto dell'azione del sisma e quindi dell'incremento delle forze di spinta generato dall'accelerazione orizzontale dello spettro di risposta elastico. Per questa classe l'accelerazione di picco orizzontale del suolo  $a_g$  è = 0.15. Per la stabilità dei pendii le forze agenti sono costituite oltre che dal peso proprio di volume dei

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG5101ECVRBNV1500001A00</p>	<p>Foglio 63 di 74</p>

terreni interessati, dalle forze di inerzia dovute all'azione sismica. Valgono quindi le seguenti uguaglianze:

$$F_H = 0.5 S_a g W$$

$$F_V = 1/2 F_H$$

essendo  $F_H$  e  $F_V$  rispettivamente le risultanti verticale ed orizzontale delle forze d'inerzia applicate al baricentro della massa potenzialmente instabile.  $S$  nel nostro caso è uguale a 1.25 più una maggiorazione di 1.2 dovuta a siti in prossimità di pendii scoscesi.

Il coefficiente di sicurezza ottenuto, 1.41 anche in questo caso è da ritenersi più che soddisfacente per l'eccezionalità dell'evento.

Si riporta infine la verifica di stabilità in assenza di chiodatura.  $F < 1.25$

Nel seguito sono allegati i relativi elaborati di calcolo.

### ***Slide Analysis Information***

#### **Project Settings**

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program

Failure Direction: Left to Right

Units of Measurement: SI Units

Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m<sup>3</sup>

Groundwater Method: Water Surfaces

Data Output: Standard

Calculate Excess Pore Pressure: Off

Allow  $R_u$  with Water Surfaces or Grids: Off

Random Numbers: Pseudo-random Seed

Random Number Seed: 10116

Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

#### **Analysis Methods**

Analysis Methods used:

Bishop simplified

GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine

Janbu corrected

Number of slices: 25

Tolerance: 0.005

Maximum number of iterations: 50

#### **Surface Options**

Surface Type: Circular

Radius increment: 10

Minimum Elevation: Not Defined

Composite Surfaces: Disabled

Reverse Curvature: Create Tension Crack

#### **Loading**

Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.1125

Seismic Load Coefficient (Vertical): 0.05625

1 Distributed Load present:

Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Vertical, Magnitude: 20 kN/m



<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p style="text-align: center;">IG5101ECVRBNV1500001A00</p> <p style="text-align: right;">Foglio 64 di 74</p>

## **Material Properties**

### Material: Ghiaia in matrice argillosa

Strength Type: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 21 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 0 kPa  
Friction Angle: 43 degrees  
Water Surface: None

### Material: poco conglomerate

Strength Type: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 21 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 0 kPa  
Friction Angle: 36 degrees  
Water Surface: None

### Material: conglomerate

Strength Type: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 21 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 50 kPa  
Friction Angle: 36 degrees  
Water Surface: None

### Material: cemento

Strength Type: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 25 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 3000 kPa  
Friction Angle: 55 degrees  
Water Surface: None

### Material: Limo sabbioso con ghiaia

Strength Type: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 20 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 0 kPa  
Friction Angle: 36 degrees  
Water Surface: None

## **Support Properties**

Support: Chiodature

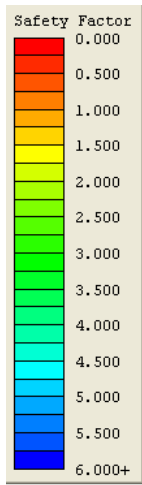
Chiodature

Support Type: End Anchored

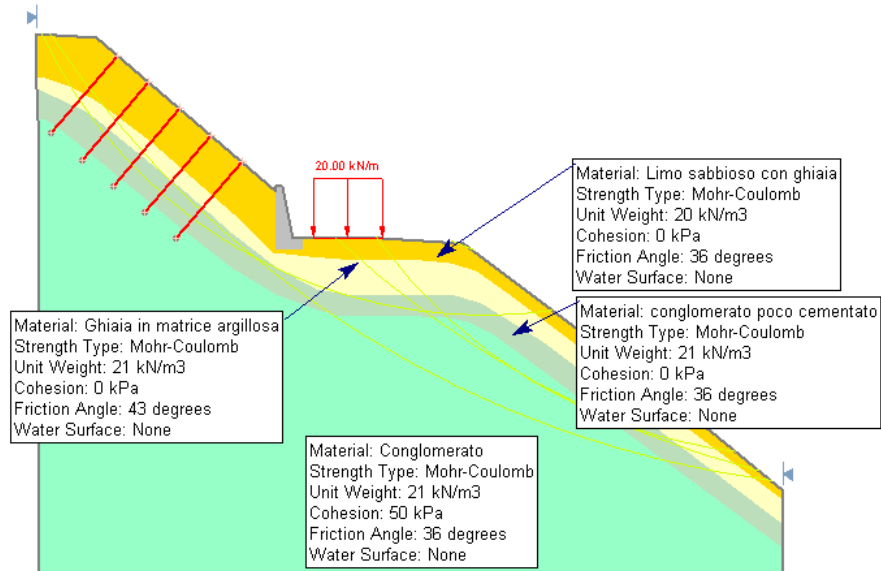
Force Application: Active

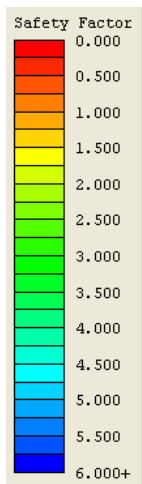
Out-of-Plane Spacing: 1 m

Anchor Capacity: 100 kN

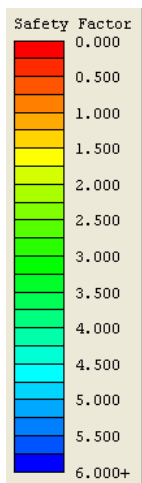
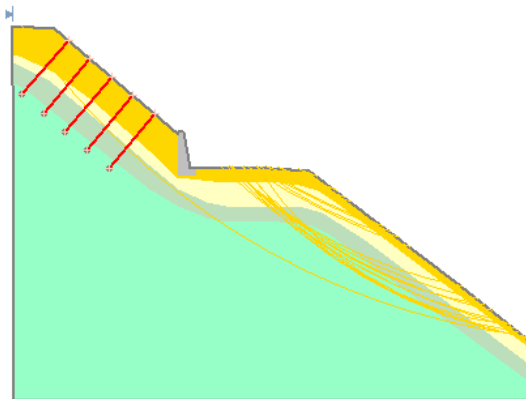


OPERA M16 - CH02

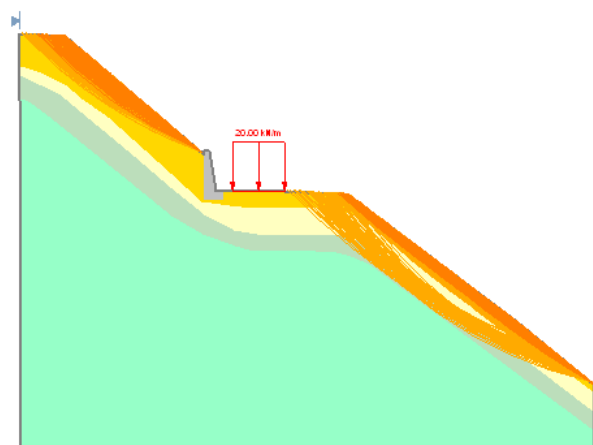




VERIFICA IN CONDIZIONI SISMICHE



OPERA M16 -CH02 SENZA CHIODATURE



## 9.5. Opera M17

L'opera prevede la realizzazione di un Muro di sottoscampa in C.A. Date le caratteristiche stratigrafiche del versante e la vicinanza al pendio per il cordolo sono state scelte delle fondazioni su pali.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5101ECVRBNV1500001A00	Foglio 67 di 74

### 9.5.1 Analisi di stabilità globale

Viene analizzata la stabilità globale del versante. Il calcolo del coefficiente di sicurezza nei confronti della rottura è stato effettuato secondo le usuali metodologie dell'equilibrio limite, considerando la presenza di falda idrica e di eventuali sovraccarichi. Si sono utilizzati i metodi di Jambu, Bishop e GLE/Morgenstern-Price.

Le verifiche di stabilità sono state svolte prendendo in considerazione i meccanismi di rottura che le condizioni al contorno evidenziano come più probabili. Nella maggioranza dei casi questi si riducono allo scorrimento di tipo rotazionale.

Il coefficiente di sicurezza minimo ottenuto, **2.00** è da considerarsi più che soddisfacente,

Essendo l'area in oggetto classificata, secondo le nuove norme per l'individuazione delle zone sismiche, in classe 3, è stato altresì calcolato il coefficiente di sicurezza tenendo conto dell'azione del sisma e quindi dell'incremento delle forze di spinta generato dall'accelerazione orizzontale dello spettro di risposta elastico. Per questa classe l'accelerazione di picco orizzontale del suolo  $a_g$  è = 0.15. Per la stabilità dei pendii le forze agenti sono costituite oltre che dal peso proprio di volume dei terreni interessati, dalle forze di inerzia dovute all'azione sismica. Valgono quindi le seguenti uguaglianze:

$$F_H = 0.5 S a_g W$$

$$F_V = 1/2 F_H$$

essendo  $F_H$  e  $F_V$  rispettivamente le risultanti verticale ed orizzontale delle forze d'inerzia applicate al baricentro della massa potenzialmente instabile.  $S$  nel nostro caso è uguale a 1.25 più una maggiorazione di 1.2 dovuta a siti in prossimità di pendii scoscesi.

Il coefficiente di sicurezza ottenuto, 1.61 anche in questo caso è da ritenersi più che soddisfacente per l'eccezionalità dell'evento.

Nel seguito sono allegati i relativi elaborati di calcolo.

### ***Slide Analysis Information***

#### **Project Settings**

Project Title: SLIDE - An Interactive Slope Stability Program  
 Failure Direction: Left to Right  
 Pore Fluid Unit Weight: 9.81 kN/m<sup>3</sup>  
 Groundwater Method: Water Surfaces  
 Data Output: Standard  
 Calculate Excess Pore Pressure: Off  
 Allow  $R_u$  with Water Surfaces or Grids: Off  
 Random Numbers: Pseudo-random Seed  
 Random Number Seed: 10116  
 Random Number Generation Method: Park and Miller v.3

#### **Analysis Methods**

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG5101ECVRBNV1500001A00</p> <p style="text-align: right;">Foglio 68 di 74</p>

Analysis Methods used:  
 Bishop simplified  
 GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine  
 Janbu corrected  
 Number of slices: 25  
 Tolerance: 0.005  
 Maximum number of iterations: 50

### **Surface Options**

Surface Type: Circular  
 Radius increment: 10  
 Minimum Elevation: Not Defined  
 Composite Surfaces: Disabled  
 Reverse Curvature: Create Tension Crack

### **Loading**

1 Distributed Load present:  
 Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Normal to boundary, Magnitude: 20 kN/m  
 Seismic Load Coefficient (Horizontal): 0.1125  
 Seismic Load Coefficient (Vertical): 0.05625

### **Material Properties**

Material: limo sabbioso

Strength Type: Mohr-Coulomb  
 Unit Weight: 20 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 0 kPa  
 Friction Angle: 36 degrees  
 Water Surface: None

Material: conglomerato alterato

Strength Type: Mohr-Coulomb  
 Unit Weight: 21 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 0 kPa  
 Friction Angle: 36 degrees  
 Water Surface: None

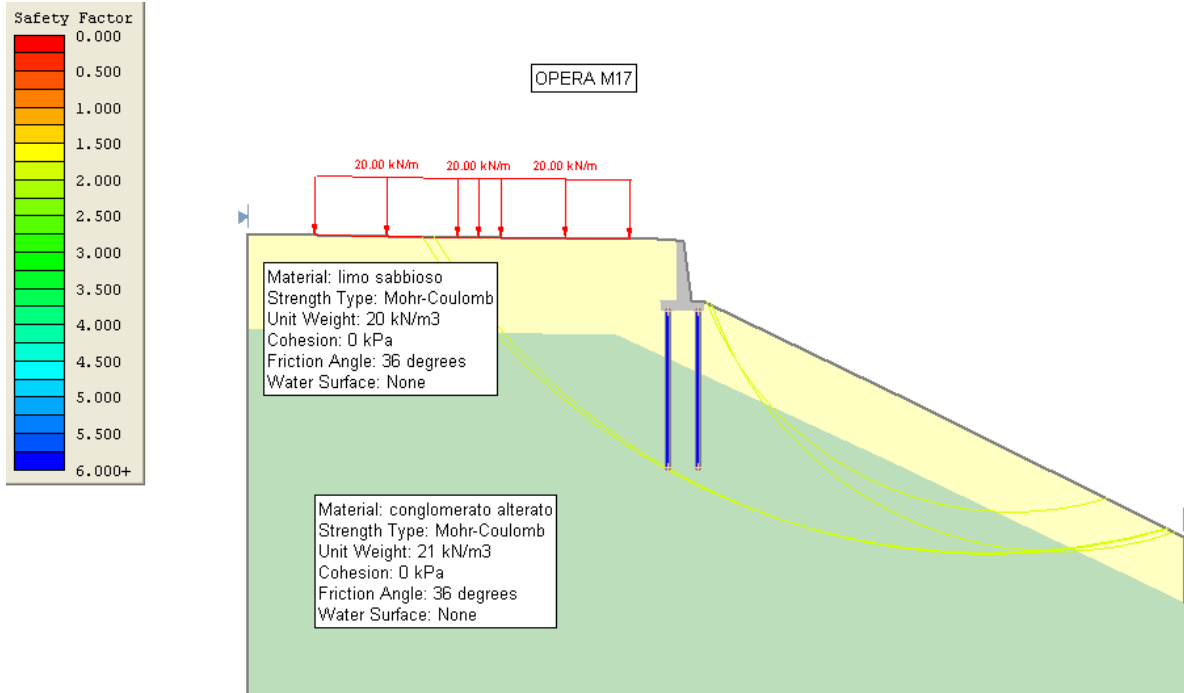
Material: cemento

Strength Type: Mohr-Coulomb  
 Unit Weight: 25 kN/m<sup>3</sup>  
 Cohesion: 3000 kPa  
 Friction Angle: 55 degrees  
 Water Surface: None

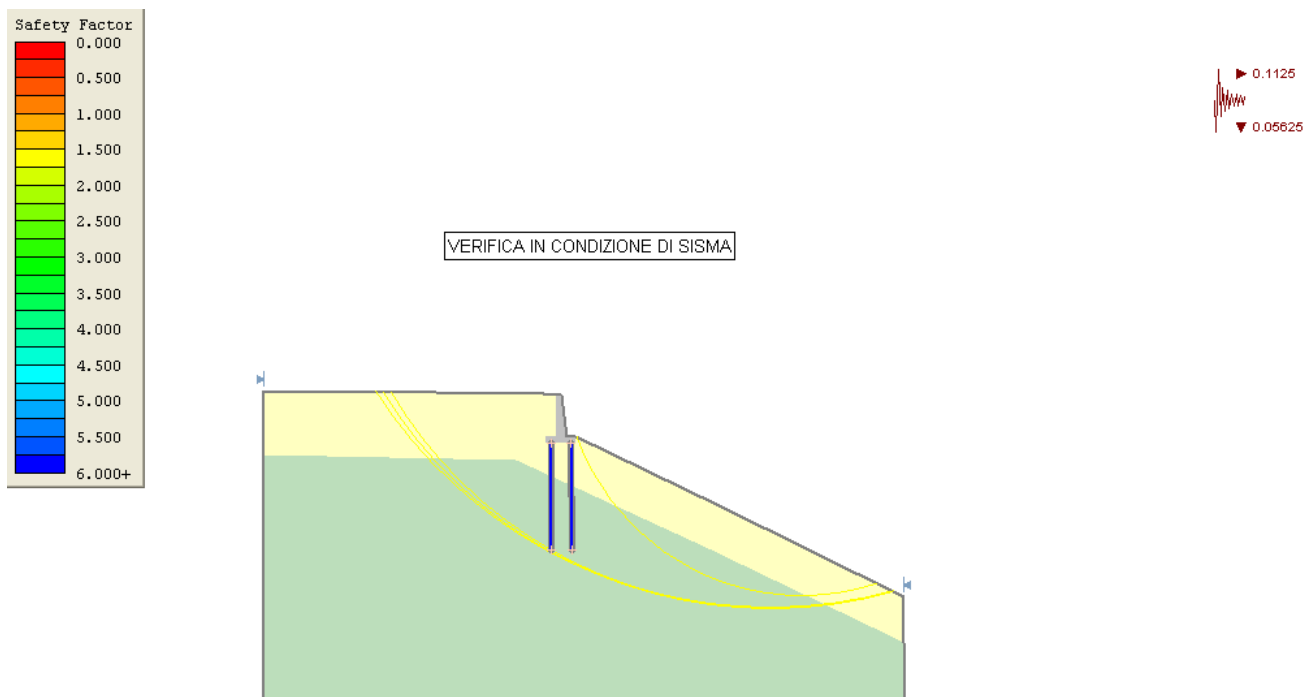
### **Support Properties**

Support: micropali  
 micropali

Support Type: Micro-Pile  
 Force Application: Passive  
 Out-of-Plane Spacing: 1 m  
 Pile Shear Strength: 340 kN







## 9.6. Opera M20

L'opera prevede la realizzazione di un Muro di controripa in C.A. di caratteristiche e tipologie equivalenti a quelli di contenimento e la realizzazione di un cordolo in c.a. Date le caratteristiche stratigrafiche del versante e la vicinanza al pendio per il cordolo sono state scelte delle fondazioni su pali.

### 9.6.1 Analisi di stabilità globale

Viene analizzata la stabilità globale del versante. Il calcolo del coefficiente di sicurezza nei confronti della rottura è stato effettuato secondo le usuali metodologie dell'equilibrio limite, considerando la presenza di falda idrica e di eventuali sovraccarichi. Si sono utilizzati i metodi di Jambu, Bishop e GLE/Morgenstern-Price.

Le verifiche di stabilità sono state svolte prendendo in considerazione i meccanismi di rottura che le condizioni al contorno evidenziano come più probabili. Nella maggioranza dei casi questi si riducono allo scorrimento di tipo rotazionale.

Il coefficiente di sicurezza minimo ottenuto **1.37**, per superfici che interessano tutto il versante e l'opera di sostegno, è da considerarsi più che soddisfacente.

Essendo l'area in oggetto classificata, secondo le nuove norme per l'individuazione delle zone sismiche, in classe 3, è stato altresì calcolato il coefficiente di sicurezza tenendo conto dell'azione del sisma e quindi dell'incremento delle forze di spinta generato dall'accelerazione orizzontale dello spettro di risposta elastico. Per questa classe l'accelerazione di picco orizzontale del suolo  $a_g$  è = 0.15. Per la stabilità dei pendii le forze agenti sono costituite oltre che dal peso proprio di volume dei

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5101ECVRBNV1500001A00 <span style="float: right;">Foglio 71 di 74</span>

terreni interessati, dalle forze di inerzia dovute all'azione sismica. Valgono quindi le seguenti uguaglianze:

$$F_H = 0.5 S_a g W$$

$$F_V = 1/2 F_H$$

essendo  $F_H$  e  $F_V$  rispettivamente le risultanti verticale ed orizzontale delle forze d'inerzia applicate al baricentro della massa potenzialmente instabile.  $S$  nel nostro caso è uguale a 1.25 più una maggiorazione di 1.2 dovuta a siti in prossimità di pendii scoscesi.

Il coefficiente di sicurezza ottenuto, 1.30 anche in questo caso è da ritenersi più che soddisfacente per l'eccezionalità dell'evento.

Nel seguito sono allegati i relativi elaborati di calcolo.

### ***Slide Analysis Information***

#### **Analysis Methods**

Analysis Methods used:

Bishop simplified

GLE/Morgenstern-Price with interslice force function: Half Sine

Janbu corrected

Number of slices: 25

Tolerance: 0.005

Maximum number of iterations: 50

#### **Surface Options**

Surface Type: Circular

Radius increment: 10

Minimum Elevation: Not Defined

Composite Surfaces: Disabled

Reverse Curvature: Create Tension Crack

#### **Loading**

1 Distributed Load present:

Distributed Load Constant Distribution, Orientation: Normal to boundary, Magnitude: 20 kN/m

#### **Material Properties**

Material: Ghiaia in matrice argillosa

Strength Type: Mohr-Coulomb

Unit Weight: 21 kN/m<sup>3</sup>

Cohesion: 0 kPa

Friction Angle: 43 degrees

Water Surface: None

Material: Conglomerato poco cementato

Strength Type: Mohr-Coulomb

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG5101ECVRBNV1500001A00</p> <p style="text-align: right;">Foglio 72 di 74</p>

Unit Weight: 21 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 0 kPa  
Friction Angle: 36 degrees  
Water Surface: None

Material: Limo sabbioso con ghiaia

Strength Type: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 20 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 0 kPa  
Friction Angle: 36 degrees  
Water Surface: None

Material: Terreno naturale

Strength Type: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 19 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 25 kPa  
Friction Angle: 28 degrees  
Water Surface: None

Material: Conglomerato

Strength Type: Mohr-Coulomb  
Unit Weight: 21 kN/m<sup>3</sup>  
Cohesion: 50 kPa  
Friction Angle: 36 degrees  
Water Surface: None

## **Support Properties**

Support: Micropali

Micropali  
Support Type: Micro-Pile  
Force Application: Passive  
Out-of-Plane Spacing: 1.5 m  
Pile Shear Strength: 290 kN

Support: Tiranti

Tiranti  
Support Type: Grouted Tieback (with friction)  
Force Application: Active  
Bond length: 10.000 m  
Out-of-Plane Spacing: 2 m  
Tensile Capacity: 300 kN  
Plate Capacity: 300 kN  
Pullout Strength Adhesion: 50 kN/m<sup>2</sup>  
Pullout Strength Friction Angle: 30 degrees  
and Material Dependent  
Shear Strength Model: Linear  
Grout Diameter: 0.25 m

Support: Chiodatura

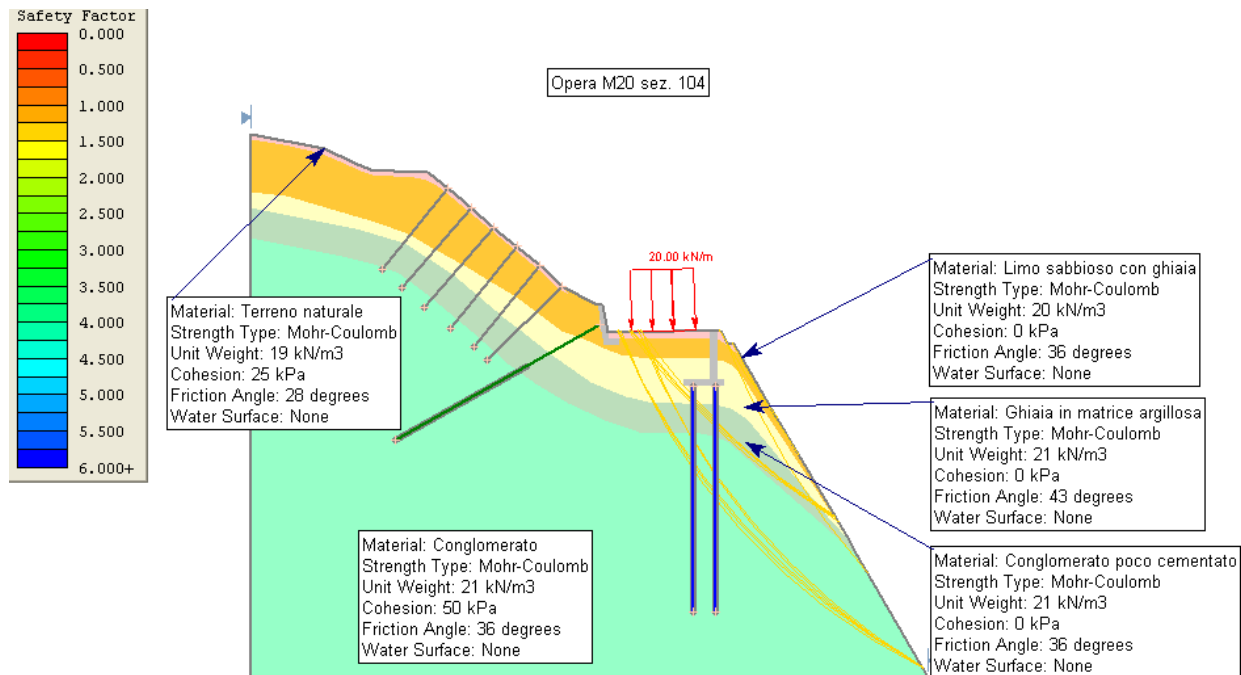
Chiodatura

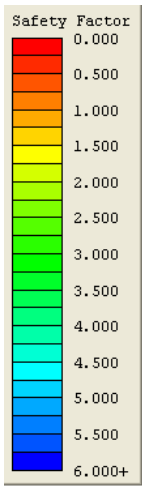
Support Type: End Anchored

Force Application: Active

Out-of-Plane Spacing: 1 m

Anchor Capacity: 200 kN





VERIFICA IN CONDIZIONE SISMICA

