



COMMISSARIO DELEGATO PER L'EMERGENZA
DETERMINATASI NEL SETTORE DEL TRAFFICO E DELLA MOBILITÀ NEL
TERRITORIO DELLE PROVINCE DI TREVISO E VICENZA

SUPERSTRADA A PEDAGGIO PEDEMONTANA VENETA

CONCESSIONARIO		PROGETTISTA																										
 SPV srl Via Inverio, 24/A 10146 Torino		Società di progetto ai sensi dell'art. 156 D.LGS 163/06 subentrato all'ATI  Consorzio Stabile fra le Imprese:   Via Inverio, 24/A 10146 Torino  SACYR S.A.  INC S.p.A.  SPAL S.p.A.  INFRASTRUCTURAS S.A. Paseo de la Castellana, 83-85 28046 Madrid																										
 SPV srl Via Inverio, 24/A 10146 Torino		  Ingegneria Grandi Opere S.r.l. Via Inverio, 24/A 10146 Torino																										
RESPONSABILE PROGETTAZIONE	RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE	SUPPORTO ALLA PROGETTAZIONE DELL'INFRASTRUTTURA E DELLE OPERE CIVILI																										
 ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI CUNEO 1211 <i>Dott. Ing. Claudio Dogliani</i>	 Dott. Ing. GEORGIOS KALAMARAS n° 8178 H	 ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROV. DI POTENZA Ing. TROCCOLI N° 836																										
COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE	GEOLOGO	 ORDINE INGEGNERI PROVINCIA TARANTO Dott. Ing. TURSO Adriano n° 1400 Sezione A Settore: Civile Ambientale Industriale Informazione																										
 Arch. Roberto BONOMI R. 3101	 ALESSIO Carlo - N° 255 -																											
N. Progr. _____ Cartella N. _____	PROGETTO DEFINITIVO (C.U.P. H51B03000050009)		LOTTO 3 - TRATTA "F" Dal Km. 54+755 al Km 55+495																									
TITOLO ELABORATO:																												
DOCUMENTAZIONE GENERALE GEOTECNICA RELAZIONE GEOTECNICA																												
<table border="1"> <tr> <td>P</td><td>V</td><td>D</td><td>G</td><td>T</td><td>G</td><td>E</td><td>G</td><td>E</td><td>3</td><td>F</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td><td>-</td><td>0</td><td>0</td><td>1</td><td>0</td><td>0</td><td>0</td><td>1</td><td>R</td><td>A</td><td>0</td> </tr> </table>			P	V	D	G	T	G	E	G	E	3	F	0	0	0	-	0	0	1	0	0	0	1	R	A	0	SCALA: -
P	V	D	G	T	G	E	G	E	3	F	0	0	0	-	0	0	1	0	0	0	1	R	A	0				
REV.	DESCRIZIONE	REDATTO	DATA	VERIFICATO	DATA	APPROVATO	DATA																					
0	PRIMA EMISSIONE	IGO	05/03/2012	IGO	09/03/2012	SIS	14/03/2012																					
IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:		IL COMMISSARIO:		<input type="checkbox"/> VALIDAZIONE:																								
Ing. Giuseppe FASIOLO		Ing. Silvano VERNIZZI		PROTOCOLLO : _____																								
				DEL: _____																								

INDICE

1. INTRODUZIONE	2
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	4
3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO	5
3.1 Stratigrafia dell'area di interesse.....	5
3.2 Unità geologiche dei depositi superficiali	5
3.2.1 Depositi Alluvionali Quaternari	5
3.2.2 Materiale di Riporto.....	6
4. SISMICITA'	7
4.1 Pericolosità sismica.....	7
4.2 Tempo di ritorno	7
4.3 Categorie di sottosuolo.....	8
4.4 Condizioni topografiche	8
4.5 Accelerazione massima.....	8
4.6 Accelerazione massima al sito.....	9
5. INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOFISICHE	10
5.1 Indagini pregresse.....	10
5.1.1 Sondaggi e prove in situ (Lotto 3-B).....	11
5.2 Indagini geofisiche (Lotto 3-b).....	12
5.3 Indagini geognostiche del Progetto Esecutivo (Lotto 3-b).....	12
6. UNITA' GEOTECNICHE	14
6.1 Criteri di caratterizzazione geotecnica	14
6.2 R – Riporti antropici e terreni vegetali	14
6.2.1 Parametri di progetto	14
6.3 AL1 – Depositi alluvionali ghiaiosi limosi.....	15
6.3.1 Prove in sito.....	15
6.3.2 Parametri di progetto	15
6.4 AL2 – Depositi alluvionali limosi argillosi.....	15
6.4.1 Prove in sito.....	16
6.4.1.1 Prove con pocket penetrometer	16
6.4.1.2 Prove di carico su piastra	16
6.4.2 Parametri di progetto	17
6.5 AL3 – Depositi alluvionali ghiaiosi sabbiosi.....	17
6.5.1 Prove in sito.....	17
6.5.1.1 Prove SPT.....	18
6.5.1.2 Prove penetrometriche dinamiche.....	20
6.5.1.3 Prove di carico su piastra	20
6.5.1.4 Prove di permeabilità in sito	21
6.5.2 Parametri di progetto	21
7. SCAVI A CIELO APERTO	22
7.1 Scavi a cielo aperto	22
7.1.1 Analisi di stabilità globale delle scarpate	22
8. RILEVATI E BONIFICHE	26
8.1 Scotico e Bonifiche	26
9. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI MATERIALI DA COSTRUZIONE	27
10. BIBLIOGRAFIA	28

1. INTRODUZIONE

La presente relazione è redatta nell'ambito del progetto definitivo, elaborato per conto dell'A.T.I. Consorzio SIS-Itinere, affidataria della concessione della Superstrada a pedaggio Pedemontana Veneta.

In questa fase progettuale il tracciato della Superstrada è suddiviso in 3 lotti ognuno dei quali a sua volta è suddiviso in più tratte, così come riportato in Tabella 1.1.

Tabella 1.1: Progressive di inizio e fine dei Lotti

Lotto	Tratta	Progressiva Inizio	Progressiva Fine
Lotto 1	A	-4+557,77	0+250
	B	0+250	9+756
	C	9+756	23+600
	D	Viabilità finestra di accesso mezzi di emergenza "Galleria Malo"	
Lotto 2	A	23+600	29+300
	B	29+300	38+700
	C	38+700	47+083
	D	47+083	48+634
	E	48+634	52+100
Lotto 3	A	52+100	53+900
	B (escluso svincolo di Riese)	53+900	74+075
	C	74+075	77+7000
	D	77+700	87+700
	E	87+700	90+200
	F (svincolo di Riese)	54+755	55+495
	G	Viabilità di collegamento allo svincolo di Montebelluna	

In questo documento sono analizzati i risultati delle indagini geognostiche ed è sviluppata la caratterizzazione geotecnica dei terreni a supporto della progettazione delle opere della nuova arteria stradale e in particolare del Lotto 3 Tratta F; quest'ultima si estenderà per una lunghezza complessiva di 740m circa tra nel Comune di Riese Pio X in Provincia di Treviso. Si precisa che, secondo la suddivisione riportata in Tabella 1.1, lo svincolo di Riese, oggetto della presente relazione, è compreso tra le progressive 54+755 e 55+495, e quindi è compreso all'interno del lotto 3 Tratta B, già oggetto di progettazione esecutiva e al quale si farà pertanto riferimento.

L'opera più rappresentativa del tracciato è cavalcavia dello svincolo di Riese, collocato alla progressiva chilometrica 55+110 circa; sono inoltre previste una serie di opere accessorie di raccordo e ammodernamento della viabilità esistente.

In questa fase progettuale, per la descrizione del contesto geologico generale si fa riferimento sia alla relazione geologica del Progetto Definitivo (el. PVDGG0GEGE0000010001RA1) sia a quella del Progetto Esecutivo del Lotto 3 Tratta B (el. PV_E_GG_GE_GE_3_B_000-_001_0_001_R_A_0).

Oltre alla presente relazione, completano lo studio geotecnico del settore di tracciato in oggetto i seguenti elaborati cartografici allegati al progetto:

- Profilo Geotecnico; scala 1:5.000/500;
- Risultati Indagine Geognostiche – Stratigrafie dei sondaggi (Lotto 3-B);
- Risultati Indagine Geognostiche – Risultati indagine in sito (Lotto 3-B);
- Risultati Indagine Geognostiche – Certificati delle prove di laboratorio (Lotto 3-B);
- Risultati Indagine Geofisica (Lotto 3-B).

Per l'elaborazione del modello geotecnico sono stati inoltre considerati i seguenti elaborati geologici facenti parte integrante di questo progetto:

- Relazione geologica;
- Carta geologica;
- Carta geomorfologica;
- Carta idrogeologica;
- Profilo geologico asse Nord e Sud.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La presente relazione è redatta secondo quanto espresso dalle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” – D.M. 14 gennaio 2008 e alla Circolare “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni” n°617 del 2 febbraio 2009.

3. INQUADRAMENTO GEOLOGICO

3.1 Stratigrafia dell'area di interesse

Nella Carta Geologica sono state distinte le unità geologiche principali, sulla base delle loro caratteristiche ed associazioni litologiche, rilevabili in campagna secondo il tradizionale approccio litostratigrafico.

Sono state distinte, quindi, le seguenti Unità Geologiche, costituite da uno o più litotipi le cui caratteristiche vengono di seguito descritte; una prima distinzione è stata effettuata tra le unità geologiche relative ai depositi superficiali e quelle costituenti il substrato roccioso. Di seguito sono descritte le caratteristiche delle unità geologiche interessate falla tratta in esame (Lotto 3 Tratta F).

Si precisa che nella tratta in oggetto il substrato roccioso risulta coperto da una potente coltre di depositi quaternari e conseguentemente non è interessato dalla realizzazione delle opere previste per la tratta in esame.

3.2 Unità geologiche dei depositi superficiali

3.2.1 Depositi Alluvionali Quaternari

Si tratta di terreni a granulometria prevalentemente ghiaioso-sabbiosa, depositi dai processi sedimentari alluvionali, che occupano l'alveo attivo dei fiumi e dei torrenti (**al2**), o che formano aree stabilizzate e terrazzate, in prossimità degli alvei attivi (**al1**). Sono riferiti a questa classe i depositi alluvionali stabilizzati della Val d'Agno, che a SO, nell'area di Lonigo e S. Bonifacio, sono confinati dai più antichi depositi di conoide dell'Adige, nonché la parte più recente della conoide del Piave. La loro granulometria e l'organizzazione degli strati, generalmente mal definita, sono estremamente variabili proprio in funzione della elevata dinamica dei processi in questo particolare ambiente sedimentario. Anche la composizione petrografica delle ghiaie e delle sabbie è variabile, dipendendo dalla tipologia di rocce presenti nel bacino di erosione dei diversi corsi d'acqua. In ogni caso, nell'area di interesse, la composizione petrografica prevalente in questi depositi è dominata dai litotipi carbonatici (calcari e dolomie), a cui si associano minori quantità di arenarie, vulcaniti basiche, quarziti e metamorfiti.

L'alterazione superficiale di questi depositi è molto limitata, sia a causa delle litologie dominanti, relativamente poco aggredibili dai processi pedogenetici, che per il breve periodo di esposizione che questi depositi hanno subito.

Al di fuori dalle aree occupate dagli alvei attivi e dei loro terrazzi recenti, la gran parte dell'area di interesse è occupata dai depositi alluvionali (**fg**), fluvio-glaciali e fluviali, appartenenti alle conoidi deposte dai corsi d'acqua negli ultimi 20.000 anni, ovvero durante le fasi di deglaciazione seguite all'ultimo massimo glaciale (LGM). Anche in questo caso le granulometrie dominanti sono ghiaioso-sabbiose e l'organizzazione dei depositi è scarsa, limitata sostanzialmente a lenti sabbiose di dimensioni metriche o submetriche immerse in ghiaie a matrice sabbiosa, tipiche dell'ambiente di conoide alluvionale. L'influenza glaciale è in realtà desumibile più dalla petrografia dei depositi che dalle loro caratteristiche sedimentologiche: questi depositi, infatti, sono il frutto anche dello smantellamento degli accumuli di origine glaciale (morene) che, dati il bacino di ablazione e le capacità erosive e di trasporto dei ghiacciai vallivi, presentavano una composizione petrografica complessa. Tuttavia, anche l'elevata disponibilità d'acqua e di sedimenti sciolti che ha caratterizzato le fasi di deglaciazione pleistoceniche, ha favorito la deposizione di potenti conoidi ghiaiose, spesso coalescenti e poco organizzate, simili agli attuali "Sandur" dell'Islanda.

Questi depositi presentano un moderato grado di alterazione superficiale (suolo), rappresentato da sabbie limose brunastre di spessore generalmente submetrico.

Date le ottime caratteristiche di questi materiali e la loro limitata alterazione, questi depositi sono stati, e sono tuttora, oggetto di intensa coltivazione (cave di ghiaia e sabbia) in tutta l'area interessata dal tracciato. Naturalmente anche i tratti in trincea o in galleria artificiale dell'opera in progetto, potranno riutilizzare il materiale scavato per la produzione di inerti per calcestruzzo o per la realizzazione di rilevati.

Il tracciato della tratta in oggetto, relativamente alle zone pianeggianti e sub pianeggianti, interferirà principalmente con queste unità geologiche.

3.2.2 Materiale di Riporto

Si tratta di materiale di riporto che ha origine antropica, includendo quello costituente i rilevati stradali, le discariche o semplici accumuli di terra stabilizzati associati ad attività antropiche. Con lo stesso simbolo, nella carta geologica, sono state identificate anche le aree sede di scavi e rimaneggiamento del terreno, sempre di origine antropica.

Il tracciato intercederà questa unità puntualmente in corrispondenza delle interferenze con le opere esistenti.

4. SISMICITA'

4.1 Pericolosità sismica

Le azioni sismiche di progetto si definiscono a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione. La pericolosità sismica si definisce, per il caso in oggetto, in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero, su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, in considerazione di prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R .

4.2 Tempo di ritorno

Il valore di progetto dell'accelerazione a_g viene definito in funzione della "probabilità di superamento" in un dato "tempo di ritorno". Queste due grandezze sono correlate tra loro:

$$T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$$

Dove:

T_R è il tempo di ritorno,

V_R il periodo di riferimento dell'opera,

P_{VR} è la probabilità di superamento nel periodo di riferimento.

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , per ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella tabella seguente:

Tabella 4.1: probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

Stati limite		P_{VR}
Stati limite di servizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Per la strutture in oggetto le verifiche in condizioni sismiche saranno condotte principalmente facendo riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

Nella tabella seguente si riportano i valori della probabilità di superamento e del rispettivo tempo di ritorno relativo alla vita utile dell'opera.

Tabella 4.2: probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato

Tipo di opera	V_N [anni]	C_u	V_R	P_{VR}	T_R
1	10	2	35	10%	190
3	100	2	200	10%	1898

4.3 Categorie di sottosuolo

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi, come indicato nel § 7.11.5 delle NTC-08. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione sismica si può fare riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento (vedi Tabella 4.3).

Tabella 4.3: Categorie di sottosuolo di riferimento

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione con spessore massimo pari a 3m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o teneri a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o terreni a grana fina scarsamente consistenti con spessori superiori a 30m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20m, posti su substrato di riferimento con $V_s > 800$ m/s

4.4 Condizioni topografiche

Per condizioni topografiche complesse è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la classificazione riportata nella Tabella 4.4.

Tabella 4.4: Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

4.5 Accelerazione massima

La definizione dell'azione sismica di progetto, nel DM 14/01/2008, non si basa sulla classificazione sismica del territorio. I parametri necessari per la determinazione dell'azione sismica di progetto sono calcolati direttamente per il sito in esame, utilizzando le informazioni disponibili nel reticolo di riferimento (Allegato B del DM 14/01/2008).

I valori al sito sono ottenuti mediando i parametri spettrali (a_g , F_0 , T^*c) dei 4 nodi più prossimi al sito stesso mediante la seguente formula:

$$PV_D_GT_GE_GE_3_F_000_001_0_001_R_A_0$$

$$P = \frac{\sum_{i=1}^4 \frac{P_i}{d_i}}{\sum_{i=1}^4 \frac{1}{d_i}}$$

Dove:

P valore del parametro nel sito in esame;

P_i valore del parametro nell'i-esimo punto della maglia contenente il sito in esame;

d_i distanza del sito in esame dall'i-esimo punto della maglia.

Qualora nel reticolo non siano riportati i valori dei parametri spettrali per il tempo di ritorno richiesto, è possibile ricavare i parametri di interesse mediante interpolazione tra i valori dei parametri corrispondenti ai due tempi di ritorno che comprendono il tempo di ritorno voluto:

$$\log(P) = \log(P_1) + \log(P_2/P_1) \cdot \log(T_R/T_{R1}) \cdot [\log(T_{R2}/T_{R1})]^{-1}$$

Dove:

T_R è il periodo di ritorno richiesto corrispondente al periodo di riferimento ed alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento per lo stato limite considerato;

T_{R1} e T_{R2} sono i periodi di ritorno più prossimi a T_R per i quali si dispone del generico parametro P.

Nei successivi paragrafi, per ciascuna unità geotecnica, è stata definita la categoria di sottosuolo di riferimento sulla scorta delle indagini effettuate sia di tipo diretto che indiretto.

4.6 Accelerazione massima al sito

Gli effetti di amplificazione locale dovuti alla stratigrafia ed alla conformazione topografica vengono messi in conto mediante i parametri S_S (DM 14/01/2008 Tab.3.2.V) ed S_T (DM 14/01/2008 Tab.3.2.VI).

L'accelerazione massima orizzontale al sito (a_{max}) è dunque calcolata come prodotto dell'accelerazione su suolo roccioso e dei fattori di amplificazione:

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

5. INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOFISICHE

5.1 Indagini pregresse

Per la redazione del Progetto Definitivo della Superstrada si è provveduto all'esecuzione di indagini specifiche per la progettazione; nessuna di queste, tuttavia, ha interessato direttamente l'area in cui è prevista la realizzazione dello svincolo in oggetto. Per la caratterizzazione dei terreni presenti in quest'area si fa, conseguentemente, riferimento alle indagini realizzate per la progettazione definitiva ed esecutiva del Lotto 3 Tratta B.

In linea generale l'obiettivo delle indagini è stato quello di effettuare una ricostruzione del quadro geologico e geotecnico di insieme lungo gli assi stradali, in particolare nelle zone interessate dalle opere d'arte più significative (viadotti, gallerie artificiali e opere di sostegno).

In particolare le indagini sono state finalizzate a:

- accertare la successione litostratigrafica dei terreni e la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni in modo da valutare la risposta meccanica in termini di resistenza e deformabilità;
- ricostruire la circolazione idrica sotterranea e valutarne eventuali interferenze con i manufatti da realizzare;
- caratterizzare la risposta sismica dei terreni e consentire di valutarne le eventuali amplificazioni locali;

I criteri posti a base dell'elaborazione del piano di indagini possono sintetizzarsi come appresso:

- per le opere principali sono stati eseguiti sondaggi in modo da verificare gli spessori delle coperture e le caratteristiche dei terreni di base; la lunghezza di tali sondaggi è compresa tra i 15 e 20m.
- sono, inoltre, eseguiti, alcuni sondaggi ubicati lungo il corpo stradale laddove si hanno muri, rilevati o trincee di una certa importanza.
- per la caratterizzazione fisico-meccanica dei terreni, sono state effettuate prove in sito quali pressiometriche, penetrometriche in foro del tipo SPT e prove di permeabilità in foro tipo Lefranc; sono anche state realizzate prove geotecniche di laboratorio su campioni di terreni prelevati dai sondaggi;
- per la caratterizzazione della risposta sismica dei terreni sono state eseguite prove di tipo MASW con determinazione della velocità delle onde di taglio e determinazione del parametro V_{s30} .

5.1.1 Sondaggi e prove in situ (Lotto 3-B)

Qui di seguito sono riportate le tabelle con indicati sia i sondaggi sia le prove in situ considerate per la caratterizzazione geotecnica e per la definizione delle corrispondenti Unità Geotecniche, nonché per la redazione dei profili geotecnici dei due assi stradali principali.

I dati relativi all'ubicazione (PK) e al fuori asse sono riferiti all'asse Progetto.

Tabella 5.1: sondaggi a carotaggio continuo verticali (Lotto 3-b)

Sondaggio	PK	Lunghezza [m]	Fuori asse [m]
PDS41PZ	59+292	15	10
PDS42PZ	72+086	15	74

Tabella 5.2: sondaggi per esecuzione prove penetrometriche dinamiche (Lotto 3-b)

Sondaggio	PK	Lunghezza [m]	Fuori asse [m]
PDD17	73+825.0	15 (rifiuto a 5.1m)	386

Tabella 5.3: pozzetti esplorativi (Lotto 3-b)

Sondaggio	PK	Lunghezza [m]	Fuori asse [m]
PDP17	56+225	3	0
PDP18	57+110	3	0
PDP19	58+119	3	0
PDP20	60+065	3	0
PDP23	63+125	3	0
PDP24	64+038	3	0
PDP27	64+864	3	0
PDP28	66+114	3	0
PDP31	69+025	3	0
PDP33	73+031	3	0
PDP34	73+923	3	0

Nelle tabelle seguenti si riportano per ciascun sondaggio, le prove eseguite in situ.

Tabella 5.4: sondaggi a carotaggio continuo verticali – prove eseguite in foro (Lotto 3-b)

Sondaggio	Opera principale	Quota falda [m]	Tipo di prova	n° di prove eseguite
PDS41PZ	Galleria artificiale Altivole	assente	SPT	5
			Lefranc	2
PDS42PZ	Galleria artificiale Trevignano	assente	SPT	5

Tabella 5.5: sondaggi per esecuzione prove penetrometriche dinamiche (Lotto 3-b)

Sondaggio	Opera principale
PDD04	Trincea asse principale

Tabella 5.6: pozzetti esplorativi (Lotto 3-b)

Sondaggio	Opera principale
PDP17	Asse principale (rilevato stradale)
PDP18	Asse principale (rilevato stradale)
PDP19	Asse principale (rilevato stradale)
PDP20	Asse principale
PDP23	Asse principale
PDP24	Asse principale
PDP27	Asse principale
PDP28	Asse principale
PDP31	Asse principale
PDP33	Asse principale
PDP34	Asse principale

5.2 Indagini geofisiche (Lotto 3-b)

Le indagini geofisiche constano in tre indagini tipo MASW per la determinazione della velocità delle onde di taglio (V_{S30});

Di seguito si riportano i risultati delle indagini MASW, con l'indicazione della velocità delle onde di taglio.

Tabella 5.7: sintesi dei risultati delle indagini MASW(Lotto 3-b)

Indagine	PK	V_{S30} [m/s]	Unità geotecnica
PDM13	59+100	604	AL3
PDM14	63+475	570	AL3
PDM16	71+539	552	AL3

5.3 Indagini geognostiche del Progetto Esecutivo (Lotto 3-b)

Per la presente fase progettuale sono anche state considerate le indagini realizzate per la Progettazione Esecutiva del Lotto 3 Tratta B; esse sono state codificate con la sigla "PE" e sono riassunte seguenti tabelle.

Tabella 5.8: elenco delle indagini effettuate nell'ambito del Progetto Esecutivo (Lotto 3-b)

Lotto	Pozzetti	Geoletrica
Lotto 3_B	PE/P.08	PE/ST.13
		PE/ST.14
		PE/ST.15
		PE/ST.16
		PE/ST.17
		PE/ST.18
		PE/ST.16
Totale indagini	1	7

Tabella 5.9: pozzetti esplorativi (Lotto 3-b)

Sondaggio	Opera principale	profondità	Prova in sito
PEP08	Rilevato stradale	3m	N°5 Pocket penetrometer

6. UNITA' GEOTECNICHE

La definizione delle unità geotecniche è stata impostata partendo in primo luogo dal modello geologico ottenuto dalle risultanze dei rilievi di terreno e dei sondaggi a carotaggio continuo. Tale modello è illustrato nei profili geologici delle due carreggiate.

In base alle caratteristiche specifiche di resistenza e di deformabilità delle unità geologiche, in termini di depositi superficiali, sono stati identificati, per la tratta in esame, 4 gruppi geotecnici corrispondenti alle categorie di terreni identificate dallo studio geologico del tracciato.

Nei paragrafi seguenti, relativamente all'area in oggetto, sono illustrate nel dettaglio le caratteristiche delle diverse unità di terreni e le modalità di definizione dei loro parametri.

6.1 Criteri di caratterizzazione geotecnica

La caratterizzazione geotecnica dei depositi superficiali si è basata in primo luogo sulle loro caratteristiche deposizionali e di dinamica geomorfologica, discriminando in questo modo le unità principali.

6.2 R – Riporti antropici e terreni vegetali

L'unità geotecnica dei riporti antropici e dei terreni vegetali (R) include i riporti antropici e le coltri superficiali di terreno vegetale.

L'unità è generalmente costituita da terreno limoso argilloso o sabbie limose di colore bruno. Tali materiali presentano un comportamento meccanico previsto a lungo termine di tipo attritivo.

6.2.1 Parametri di progetto

In base all'esperienza in contesti simili, di seguito si riportano i valori caratteristici per l'unità geotecnica R.

Tabella 6.1: Parametri geotecnici di riferimento per l'unità R

U.G.	Categoria di sottosuolo	γ (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	C_u (kPa)	E (MPa)	ν (-)	k (m/s)
R	E	19	0	25-28	-	10-20	0.35	$1 \times 10^{-6} - 1 \times 10^{-4}$

6.3 AL1 – Depositi alluvionali ghiaiosi limosi

L'Unità AL1 è costituita da ghiaie grossolane con matrice sabbiosa limosa talora abbondante.

Le alluvioni presentano un grado di addensamento da discreto a buono, e un comportamento meccanico previsto a lungo termine di tipo attritivo.

L'unità AL1, nella tratta in esame è scarsamente presente ed è intercettata solamente nel sondaggio PD/P.17 per un breve tratto a Est del sito in cui sarà realizzato lo svincolo.

6.3.1 Prove in situ

Dai risultati delle prove SPT del Lotto 3-B emerge che il valore medio dell'angolo di attrito per questo materiale risulta di circa 41°, mentre per il modulo di deformabilità è possibile assumere come valore medio 80MPa.

Occorre precisare che, dato il numero elevato di prove che hanno fornito rifiuto alla penetrazione, i valori dei suddetti parametri così ricavati possono essere considerati sovrastimati.

6.3.2 Parametri di progetto

I parametri di progetto per questa unità, valutati in base ai risultati delle prove in situ e ai valori caratteristici riportati in letteratura tecnica per contesti simili, sono indicati nella Tabella 6.2.

Tabella 6.2: Parametri geotecnici di riferimento per l'unità AL1

U.G.	Categoria di sottosuolo	γ (kN/mc)	c' (kPa)	ϕ' (°)	C_u (kPa)	E (MPa)	ν (-)	k (m/s)
AL1	B	18-19	0	33-38	-	60-80	0.35	$>1 \times 10^{-4}$

6.4 AL2 – Depositi alluvionali limosi argillosi

L'Unità AL2 è costituita da argille e limi con livelli sabbiosi ghiaiosi di potenza ridotta.

Questi terreni presentano un grado di consistenza medio ed un comportamento meccanico previsto a lungo termine di tipo coesivo.

Questa unità non è prevista per il sito in esame ma, anch'essa, è stata rinvenuta poco a Est dell'area in oggetto tra le progressive chilometriche 56+850 e 58+100 circa.

6.4.1 Prove in situ

Al fine di stimare i diversi parametri geotecnici caratteristici dell'unità in oggetto si è fatto nuovamente riferimento alle indagini e relative prove in situ realizzate per il Lotto 3-B. In particolare le prove eseguite riguardano prove con pocket penetrometro e prove di carico su piastra eseguite all'interno di pozzetti esplorativi. Di seguito si riportano i risultati ottenuti.

6.4.1.1 Prove con pocket penetrometer

Lo scopo della presente prova è di determinare la resistenza q_u del terreno coesivo estratto con il carotaggio, applicando una forza assiale puntuale e registrando la forza necessaria a infliggere la punta dello strumento. Questo dato, espresso in kg o kg/cm^2 , è il risultato della prova.

Nella tabella seguente si riportano il valore medio registrato per la specifica unità geotecnica nel pozzetto in esame; per maggiori approfondimenti sui diversi valori ottenuti lungo il sondaggio, si rimanda al documento PVDIN0GE0000010001RA0R2.

Tabella 6.3: risultati della prove in foro con pocket penetrometer

Sondaggio	profondità	q_u [kPa]	c_u [kPa]
PEP_08	1	120	60
PEP_08	2	150	75
PEP_08	3	190	95
PEP_08	3.5	210	105
PEP_08	4	220	110
media	2.7	178	89

Dove:

c_u è la coesione non drenata

Dai risultati ottenuti, il valore medio per la coesione non drenata è pari a circa 90kPa.

6.4.1.2 Prove di carico su piastra

Nella tabella seguente si riporta il modulo di deformabilità ottenuto per la fase di carico e per la fase di ricarico.

Tabella 6.4: risultati della prove di carico su piastra

Pozzetto esplorativo	Profondità [m]	M_{d1} [MPa]	M_{d2} [MPa]	note
PDP18	-2.7	16.6	24.2	
PDP19	-2.0	65.2	136.3	Interfaccia AL2-AL1 dato poco attendibile
PEP08		Prova non eseguita		

Dove:

PV_D_GT_GE_GE_3_F_000-001_0_001_R_A_0

M_{d1} è il modulo di deformabilità del terreno nella fase di carico;
 M_{d2} è il modulo di deformabilità del terreno nella fase di ricarico.

Dai risultati ottenuti, il valore indicativo per il modulo di deformabilità nella fase di carico è pari a circa 16MPa, mentre nella fase di ricarico il valore indicativo si attesta a circa 24MPa. Per la determinazione dei parametri progettuali, i dati disponibili per questa tratta sono stati confrontati con i risultati delle prove eseguite per i lotti limitrofi e realizzate sulla medesima unità geotecnica.

6.4.2 Parametri di progetto

I parametri di progetto per questa unità, valutati in base ai risultati delle prove in sito, ai risultati ottenuti dalle prove realizzate nella medesima unità presente nei lotti limitrofi e ai valori caratteristici riportati in letteratura tecnica per contesti simili, sono indicati nella Tabella seguente.

Tabella 6.5: Parametri geotecnici di riferimento per l'unità AL2

U.G.	Categoria di sottosuolo	γ (kN/mc)	c' (kPa)	ϕ' (°)	C_u (kPa)	E (MPa)	ν (-)	k (m/s)
AL2	C	18-20	5-10	18-25	25-50	15-25	0.35	$1 \times 10^{-6} - 1 \times 10^{-8}$

6.5 AL3 – Depositi alluvionali ghiaiosi sabbiosi

L'Unità AL3 è costituita da ghiaie talora grossolane con matrice sabbiosa.

Le alluvioni presentano un grado di addensamento da discreto a buono, e un comportamento meccanico previsto a lungo termine di tipo attritivo.

Questa unità, relativamente all'area occupata dallo svincolo, è ubiquitaria ed è coperta da terreni di riporto o terreni vegetati poco potenti.

6.5.1 Prove in sito

Al fine di stimare i diversi parametri geotecnici caratteristici dell'unità in oggetto, per questa fase progettuale sono state considerate 10 prove su 2 sondaggi, 7 pozzetti esplorativi e una prova penetrometrica dinamica realizzate per il Lotto 3-B. In particolare le prove eseguite riguardano prove SPT, prove di carico su piastra e di permeabilità. Di seguito si riportano i risultati delle prove eseguite.

6.5.1.1 Prove SPT

I risultati ottenuti dall'analisi delle prove sono riportati nella tabella sottostante dove si sintetizzano i valori di densità relativa del materiale, l'angolo di attrito, il modulo di deformabilità e infine la velocità delle onde di taglio.

Tabella 6.6: risultati delle prove SPT

Sondaggio	Profondità [m]	N _{SPT}	N _{SPT 70}	Esito prova	D _r [%]			φ [°]		Es [MPa]	v _s [m/s]
					Yoshida, et al., 1998	Skempton, 1986	Meyerhof, 1953 f(D _r Yoshida)	Meyerhof, 1953 f(D _r Skempton)	Jap. Railw. Stand Buildings, 1959		
PDS41PZ	-3	100	100	R	100	100	43	43	63	160	267
	-6	100	100	R	100	100	43	43	63	160	306
	-9	100	100	R	100	100	43	43	63	160	332
	-12	100	100	R	100	100	43	43	63	160	352
	-15	100	100	R	100	100	43	43	63	160	368
PDS42PZ	-3	100	100	R	100	100	43	43	63	160	267
	-6	100	100	R	100	100	43	43	63	160	306
	-9	100	100	R	100	100	43	43	63	160	332
	-12	100	100	R	100	100	43	43	63	160	352
	-15	100	100	R	100	100	43	43	63	160	368

Dove:

R/✓ indica che la prova è andata a rifiuto/esito positivo;

D_r è la densità relativa del materiale calcolato secondo le relazioni di diversi Autori;

φ è l'angolo di attrito calcolato secondo le relazioni di due Autori, ma utilizzando i diversi valori di D_r calcolati precedentemente;

E_s è il modulo di deformabilità del terreno; la formulazione di Bowles è valida solo per ghiaie e sabbie;

v_s è la velocità delle onde di taglio,

Dai risultati ottenuti, il valore medio per l'angolo di attrito è di circa 42°, per il modulo di deformazione il valore medio si attesta a 150MPa.

La quasi totalità delle prove SPT ha fornito rifiuto alla penetrazione, ad indicazione di un elevato grado di addensamento e della diffusa presenza di ciottoli. I valori ottenuti dalle correlazioni riflettono tali circostanze.

6.5.1.2 Prove penetrometriche dinamiche

Di seguito si riportano i parametri ricavati dall'elaborazione delle prove penetrometriche dinamiche.

Tabella 6.7: risultati della prove penetrometriche

Sondaggio	ϕ [°]	E_s [MPa]
PDD17	43	88

Dove:

ϕ è l'angolo di attrito

E_s è il modulo di deformabilità del terreno;

Dai risultati ottenuti, il valore medio per l'angolo di attrito è pari a circa 43kPa, mentre per il modulo di deformabilità il valore è di circa 85MPa. Per la determinazione dei parametri progettuali, i dati disponibili per questa tratta sono stati confrontati con i risultati delle prove eseguite per i lotti limitrofi e realizzate sulla medesima unità geotecnica.

6.5.1.3 Prove di carico su piastra

Nella tabella seguente si riporta il modulo di deformabilità ottenuto per la fase di carico e per la fase di ricarico.

Tabella 6.8: risultati della prove di carico su piastra

Pozzetto esplorativo	Profondità [m]	M_{d1} [MPa]	M_{d2} [MPa]
PDP20	-1.5	25.4	300
PDP23	-1.6	22.7	272.7
PDP24	-1.5	30.6	250
PDP27	-1.5	35.3	250
PDP28	-1.4	35.3	333.3
PDP31	-1.9	57.7	375
PDP33	-1.7	46.9	272.7
PDP34	-1.3	36.1	230.7

Dove:

M_{d1} è il modulo di deformabilità del terreno nella fase di carico;

M_{d2} è il modulo di deformabilità del terreno nella fase di ricarico.

Dai risultati ottenuti, il valore medio per il modulo di deformabilità nella fase di carico è pari a circa 30MPa, mentre nella fase di ricarico il valore medio si attesta a circa 250MPa. Per la determinazione dei parametri progettuali, i dati disponibili per questa tratta sono stati confrontati con i risultati delle prove eseguite per i lotti limitrofi e realizzate sulla medesima unità geotecnica.

6.5.1.4 Prove di permeabilità in sito

Nella tabella seguente si riportano i risultati delle prove Lefranc eseguite per questa unità geotecnica.

Tabella 6.9: risultati della prove di permeabilità in sito

Sondaggio	Z _{inizio} [m]	Z _{fine} [m]	K [cm/s]
PDS41PZ	4	5	$3.54 \cdot 10^{-3}$
	10	11	$2.49 \cdot 10^{-3}$

Dove:

Z_{inizio} e Z_{fine} sono le profondità corrispondenti alla tratta interessata dalla prova;

k è il valore della permeabilità misurata in sito.

6.5.2 Parametri di progetto

I parametri di progetto per questa unità, valutati in base ai risultati delle prove in sito e ai valori caratteristici riportati in letteratura tecnica per contesti simili, sono indicati nella Tabella seguente.

Tabella 6.10: Parametri geotecnici di riferimento per l'unità AL3

U.G.	Categoria di sottosuolo	γ (kN/mc)	c' (kPa)	φ' (°)	Cu (kPa)	E (MPa)	ν (-)	k (m/s)
AL3	B	19-20	0-2	38-43	-	80-130	0.35	$>1 \times 10^{-4}$

7. SCAVI A CIELO APERTO

7.1 Scavi a cielo aperto

Il comportamento allo scavo delle unità illustrate nei capitoli precedenti varia in funzione delle caratteristiche intrinseche dei materiali (terreni), con particolare riguardo alle loro resistenze meccaniche. Le metodologie di scavo che dovranno essere adottate in ciascuna unità sono sintetizzate nella tabella seguente.

Tabella 7.1: Metodologie di scavo

U.G.	Litologia	Metodo di scavo
R	Riporti antropici e terreni vegetali	Escavatore con benna
AL1	Depositi alluvionali: ghiaie grossolane con matrice sabbiosa limosa talora abbondante	Escavatore con benna
AL2	Depositi alluvionali: argille con livelli sabbiosi ghiaiosi dalla potenza ridotta	Escavatore con benna
AL3	Depositi alluvionali; ghiaia talora grossolana con matrice sabbiosa	Escavatore con benna

Per quanto concerne gli scavi a cielo aperto, sono riportate nella tabella seguente le indicazioni generali relative alle inclinazioni di scarpate non sostenute che potranno essere realizzate in ciascuna unità per un'altezza media di 5m. La tabella riporta inoltre una indicazione sulla tipologia d'intervento necessario per la creazione di pareti verticali.

Tabella 7.2: Caratteristiche scavi a cielo aperto

U.G.	Litologia	Inclinazione scavi non sostenuti	Pareti con inclinazione maggiore
R	Riporti antropici e terreni vegetali	20°	Muri/paratie
AL1	Depositi alluvionali: ghiaie grossolane con matrice sabbiosa limosa talora abbondante	24°	Muri/paratie
AL2	Depositi alluvionali: argille con livelli sabbiosi ghiaiosi dalla potenza ridotta	25°	Muri/paratie
AL3	Depositi alluvionali; ghiaia talora grossolana con matrice sabbiosa	31°	Muri/paratie

7.1.1 Analisi di stabilità globale delle scarpate

In questo paragrafo sono riportate le analisi di stabilità globale delle scarpate, effettuate sulle più rappresentative sezioni trasversali al tracciato del Lotto 3 Tratta F, relative sia all'Asse Sud sia a quello Nord.

Le analisi di stabilità globale sono state realizzate con il codice di calcolo Slide (versione 5.044 del 2008 di Rocscience Inc. di Toronto); tali analisi (metodo di Bishop semplificato) sono relative esclusivamente alla stabilità globale delle scarpate.

Le verifiche di stabilità globale del versante sono state condotte, secondo quanto richiesto dalla vigente normativa, adottando l'Approccio 1 e la Combinazione 2 facendo riferimento ai coefficienti parziali A2, M2 ed R2 definiti rispettivamente per le azioni, i parametri geotecnici e le resistenze. In particolare per le azioni si sono considerati i coefficienti parziali $\gamma_{G1} = 1$ e $\gamma_{Qi} = 1.3$. Per i parametri geotecnici il coefficiente parziale γ_m si assume pari a 1.25, per le resistenze si utilizza $\gamma_R=1.1$.

Per quanto concerne l'analisi sismica pseudo-statica, il terreno in esame è classificabile come suolo di categoria B. Si sono inoltre considerati una vita nominale dell'opera di 100anni (tipo di costruzione 3) ed un coefficiente d'uso C_u pari a 2 (per classe d'uso IV).

I coefficienti sismici orizzontale e verticale sono:

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

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

dove:

β_s = è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima del sito;

g è l'accelerazione di gravità;

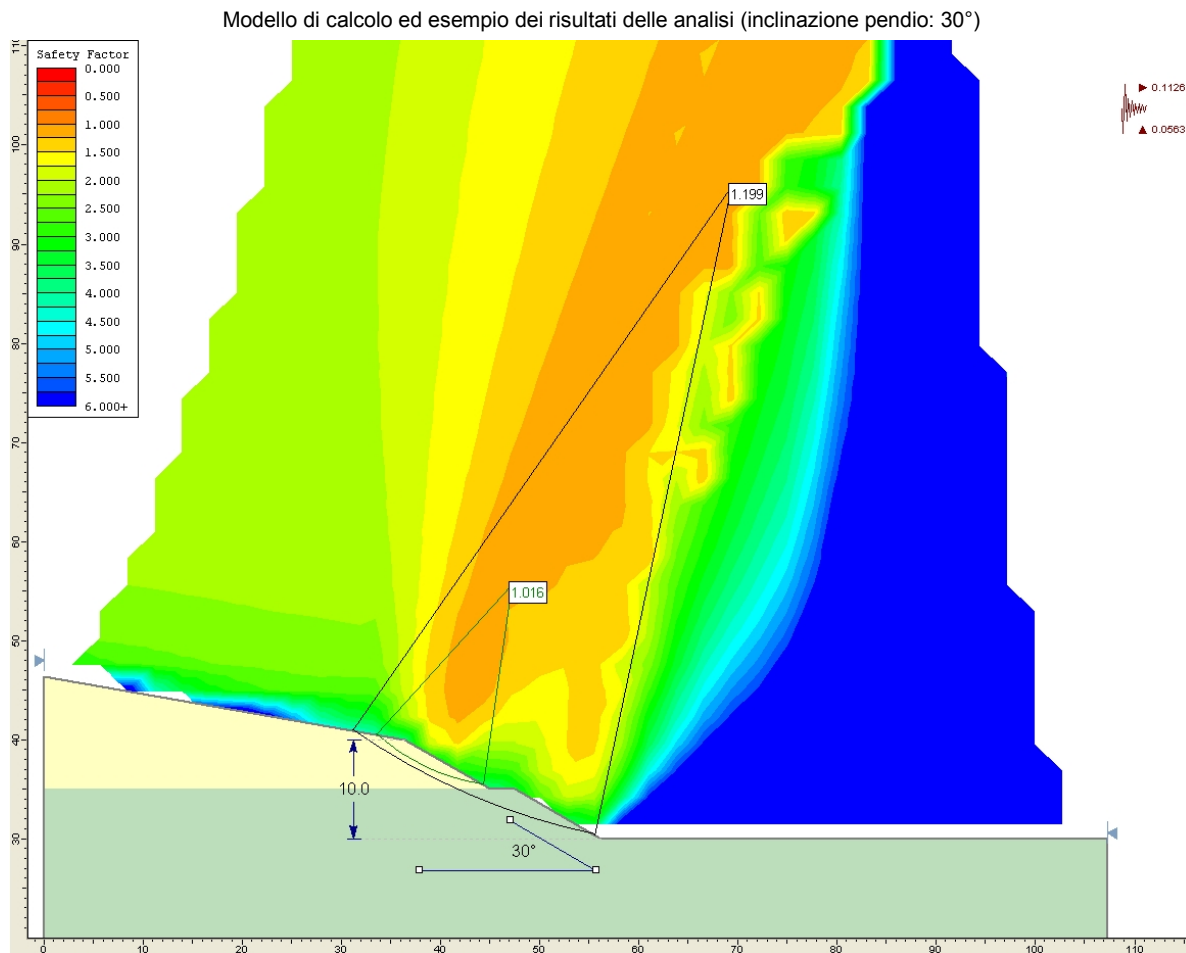
a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

Le analisi di stabilità dei versanti sono state eseguite in forma parametrica per le diverse tratte dell'intero tracciato stradale; le analisi sono state eseguite considerando oltre al sisma, tre differenti altezze di scavo corrispondenti a 5, 10 e 15m; in particolare per altezze di scavo di 10 e 15m sono state eseguite analisi di stabilità considerando anche la presenza di un muro di sostegno di altezza rispettivamente pari a 4 e 6m.

Nelle tabelle seguenti sono riportati i risultati delle le analisi delle scarpate delle trincee relative alla tratta in oggetto.

Tabella 7.3: sintesi delle analisi effettuate per la verifica della stabilità delle scarpate

Lotto e Tratta	Descrizione della tratta	Unità geotecnica interessata	Comune di riferimento per il calcolo dell'accelerazione sismica	Accelerazione sismica k_h
3_F	Dal km 54+755 a 55+495	AL3 (per z=10m)	Riese	0.107



Risultati delle analisi

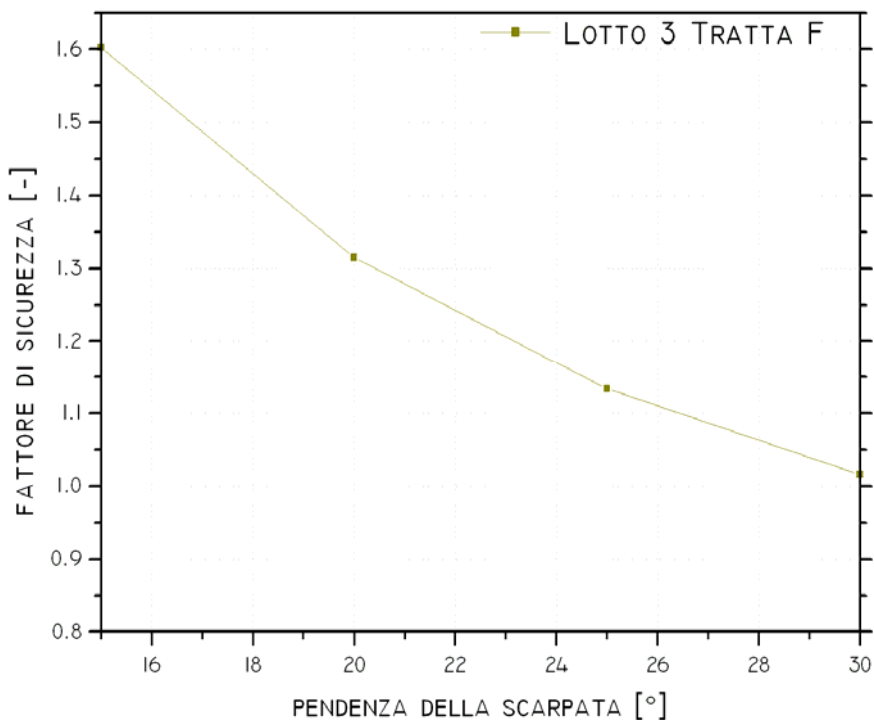


Figura 7.1: analisi parametrica di un pendio di altezza pari a 10m

Nelle immagini seguenti sono riportati i risultati delle le analisi di stabilità globale delle scarpate di trincea con muro di contenimento al piede con altezza pari a 4m; per l'angolo si scarpa si rimanda alle precedenti analisi.

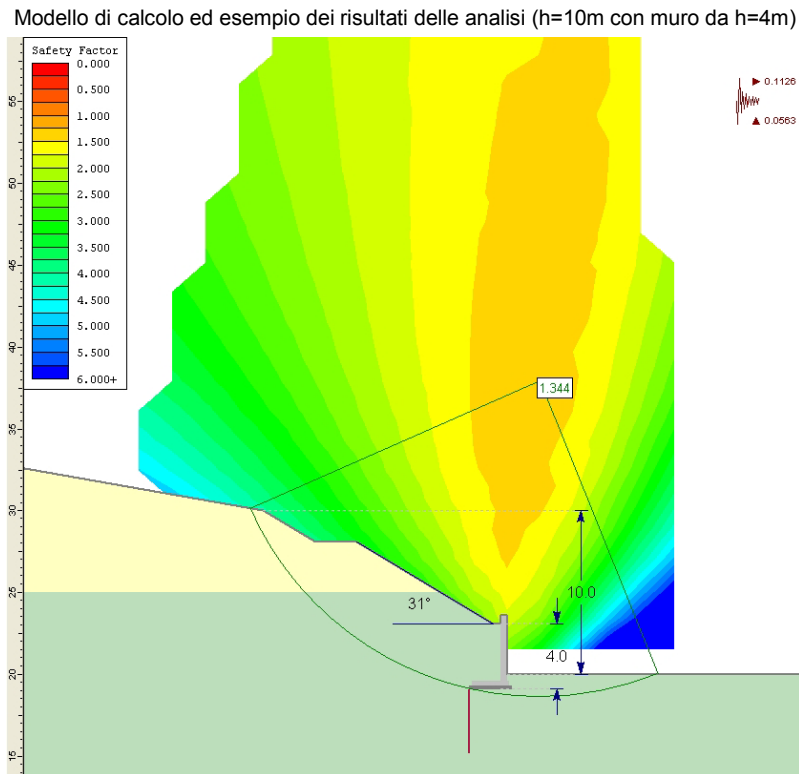


Figura 7.2: analisi di stabilità globale delle scarpate con muro di contenimento

Tabella 7.4: pendenze minime ottenute dalle analisi (calcolate per garantire un FS=1 in condizioni sismiche)

Tratta	Scavo non sostenuto da alcuna opera			Scavo sostenuto da muri
	H=5m	H=10m	H=15m	H=10m H _{muro} = 4m
AL3	31	31	31	31

8. RILEVATI E BONIFICHE

8.1 Scotico e Bonifiche

Il progetto prevede la realizzazione di rilevati stradali per i quali sarà necessario eseguire operazioni di scotico e di bonifica del terreno di fondazione prima di procedere con la posa dei terreni selezionati.

Lo scotico del terreno vegetale interesserà uno spessore di circa 20cm, mentre la profondità dell'intervento di bonifica potrà variare in funzione dell'unità geotecnica e delle condizioni di alterazione del substrato. In particolare, come indicato nella Tabella seguente, si prevede la necessità di approfondire la bonifica fino ad un massimo di 100cm nelle unità AL2, mentre per le altre unità gli spessori risulteranno dell'ordine dei 50cm.

Tabella 8.1: Spessore bonifiche

U.G.	Litologia	Bonifiche (cm)
R	Riporti antropici e terreni vegetali	20-50
AL1	Depositi alluvionali: ghiaie grossolane con matrice sabbiosa limosa talora abbondante	0-20
AL2	Depositi alluvionali: argille con livelli sabbiosi ghiaiosi dalla potenza ridotta	50-100
AL3	Depositi alluvionali; ghiaia talora grossolana con matrice sabbiosa	0

9. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI MATERIALI DA COSTRUZIONE

I materiali provenienti dagli scavi potranno essere in parte riutilizzati per la realizzazione delle opere in progetto. In particolare il loro utilizzo potrà riguardare la costruzione di rilevati e terre armate, la realizzazione di sottofondi e pavimentazioni stradali e il confezionamento di calcestruzzi.

La tabella seguente riporta per ciascuna unità geotecnica il tipo di terreno che verrà ottenuto dallo scavo secondo la classificazione UNI. Essa riporta inoltre una valutazione sulle modalità di riutilizzo del materiale estratto e sul tipo di trattamento a cui eventualmente dovrebbe essere sottoposto per renderlo conforme agli standard di accettazione.

Per i materiali provenienti dall'unità geotecnica AL3, è possibile un riutilizzo degli stessi senza alcun trattamento preventivo.

Per i materiali provenienti dalla unità AL1 è previsto un utilizzo limitatamente ai rilevati e sottofondi stradali, mentre per i materiali di scavo provenienti dalle unità AL2 possono essere utilizzati per la creazione dei rilevati e terre armate, solo previo trattamento con calce e cemento.

In ogni caso tutti i materiali di scavo prima del loro riutilizzo dovranno essere classificati tramite l'esecuzione di ulteriori analisi di laboratorio.

Tabella 9.1: Utilizzo materiali di scavo

U.G.	Litologia	Class. UNI	Rilevati terre armate	Sottofondi stradali	Paviment. stradale	Inerti cls
R	Riporti antropici e terreni vegetali	A4	N	N	N	N
AL1	Depositi alluvionali: ghiaie grossolane con matrice sabbiosa limosa talora abbondante	A1-A2	S	S	S	S
AL2	Depositi alluvionali: argille con livelli sabbiosi ghiaiosi dalla potenza ridotta	A4-A7	T	N	N	N
AL3	Depositi alluvionali; ghiaia talora grossolana con matrice sabbiosa	A1-A2	S	S	S	S

S: Utilizzabile; N: non utilizzabile; I: utilizzo incerto; T: utilizzo previo trattamento con calce o cemento; F: utilizzo previa frantumazione.

10. BIBLIOGRAFIA

- D'APPOLONIA D.J., D'APPOLONIA E., BRISETTE R.F. [1970]. *Closure: Settlement of Spread Footings on Sand*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations division, ASCE, vol.96, pp. 754-763
- DE MELLO V.F.B. [1971]. *The Standard Penetration Test*. Proc. 4th Pan American conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, vol.1
- DUNCAN J.M., BUCHIGANI A.L. [1976]. *An engineering manual for settlement studies*. Dept. of Civil Engineering - University of California, Berkeley
- GIBBS, H.J. - HOLTZ, W.G. [1957]. *Research on determining the density of sands by spoon penetration testing*. Proc. 4th ICSMFE, London, 1, pp. 35-39
- JANBU N. [1967]. *Settlement calculations based on the tangent modulus concept*. Soil Mechanics and Foundation Engineering - The Technical University of Norway, Trondheim.
- STROUD M.A. [1974]. *The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks*. Proc. European symposium on penetration testing, pp. 367-375.
- TERZAGHI K., PECK R.B. [1984]. *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley, New York (1st edn).