



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					
 <p>SPV srl Via Inverio, 24/A 10146 Torino</p>		<p>Società di progetto ai sensi dell'art. 156 D.LGS 163/06 subentrato all'ATI</p> <p>Consortio Stabile fra le Imprese:</p>      <p>SIPAL S.p.A. Via Inverio, 24/A 10146 Torino</p>					
<p>RESPONSABILE PROGETTAZIONE</p>  <p>ORDINE DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI CUNEO 1211 Dott. Ing. Claudio Dogliani</p>		<p>PROGETTISTA</p>   <p>SIPAL S.p.A. Via Inverio, 24/A 10146 Torino</p>					
<p>RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE</p>  <p>Dott. Ing. GEORGIOS KALAMABAS n° 8178 H</p>		<p>SUPPORTO ALLA PROGETTAZIONE DELL'INFRASTRUTTURA E DELLE OPERE CIVILI</p>  <p>ORDINE INGEGNERI DELLA PROV. DI TARANTO Dott. Ing. TROCCOLI N° 836</p>					
<p>COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p>  <p>Arch. Roberto BONOMI R. 3101</p>		<p>GEOLOGO</p>  <p>ALESSIO Carlo - N° 255 -</p>					
<p>N. Progr. _____ Cartella N. _____</p>		<p>PROGETTO DEFINITIVO (C.U.P. H51B03000050009)</p>					
<p>LOTTO 3 - TRATTA "C" dal Km. 74+075 al Km 75+625</p>							
<p>TITOLO ELABORATO:</p> <p>DOCUMENTAZIONE GENERALE GEOTECNICA RELAZIONE GEOTECNICA GENERALE</p>							
<p>P V D G T G E G E 3 C 0 0 0 - 0 0 1 0 0 0 1 R A 0</p>			<p>SCALA: -</p>				
REV.	DESCRIZIONE	REDATTO	DATA	VERIFICATO	DATA	APPROVATO	DATA
0	PRIMA EMISSIONE	SIS	24/03/2014	SIPAL	26/03/2014	SIS	28/03/2014
<p>IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:</p> <p>Ing. Giuseppe FASIOL</p>		<p>IL COMMISSARIO:</p> <p>Ing. Silvano VERNIZZI</p>		<p><input type="checkbox"/> VALIDAZIONE:</p> <p>PROTOCOLLO : _____</p> <p>DEL: _____</p>			

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.....	9
4.6 Accelerazione massima al sito.....	9
5. INDAGINI GEOGNOSTICHE E GEOFISICHE	10
5.1 Indagini geognostiche.....	10
5.1.1 Sondaggi e prove in situ.....	11
5.2 Indagini geofisiche.....	11
5.3 Indagini geognostiche della seconda campagna di indagini.....	11
5.3.1 Misure piezometriche.....	12
6. UNITA' GEOTECNICHE	13
6.1 Criteri di caratterizzazione geotecnica	13
6.2 R – Riporti antropici e terreni vegetali	13
6.2.1 Parametri di progetto	14
6.3 AL1 – Depositi alluvionali ghiaiosi limosi.....	14
6.3.1 Prove in sito	14
6.3.1.1 Prove SPT.....	14
6.3.2 Parametri di progetto	16
6.4 AL3 – Depositi alluvionali ghiaiosi sabbiosi.....	16
6.4.1 Prove in sito	16
6.4.1.1 Prove SPT.....	17
6.4.2 Parametri di progetto	19
7. ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE DELLE SCARPATE	20
8. VALUTAZIONE PARAMETRICA DI CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI DI FONDAZIONE	28
9. RILEVATI E BONIFICHE	32
9.1 Scotico e Bonifiche	32
10. CARATTERISTICHE GEOTECNICHE DEI MATERIALI DA COSTRUZIONE	33

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	52+095.404
Lotto 3	A	52+100	53+900
	B (escluso svincolo di Riese)	53+900	74+075
	C	74+075	75+625
	D	75+625	87+700
	E	87+700	90+177.683
	F (svincolo di Riese)	54+755.15	55+494.91
	G	Viabilità di collegamento allo svincolo di Mussolente-Loria Viabilità di collegamento allo svincolo di Montebelluna Ovest Viabilità di collegamento allo svincolo di Montebelluna Est-Volpago	

In questo documento sono analizzati i risultati delle indagini geognostiche ed è sviluppata la caratterizzazione geotecnica dei terreni a supporto della progettazione delle opere nella porzione di territorio che sarà interessata dai lavori di costruzione della nuova arteria stradale e, in particolare, del Lotto 3 Tratta C; quest'ultimo si estenderà per una lunghezza complessiva di 1.5 km circa, tra le progressive chilometriche 74+075 e 75+625 e tra i Comuni di Rosà e Mussolente, tutti in Provincia di Vicenza.

Oltre al tracciato principale sono presenti una serie di opere accessorie di raccordo e ammodernamento della viabilità esistente.

La presente relazione illustra quanto rappresentato nei seguenti elaborati cartografici allegati al progetto:

- Profilo Geotecnico; scala 1:5.000/500;

- Risultati Indagine Geognostiche – Stratigrafie dei sondaggi e dei pozzetti esplorativi;
- Risultati Indagine Geognostiche – Risultati indagine in sito;
- Risultati Indagine Geognostiche – Certificati delle prove di laboratorio;
- Risultati Indagine Geofisica.

Per la redazione dei profili geotecnici e del presente documento 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 e associazioni litologiche, rilevabili in campagna secondo il tradizionale approccio litostratigrafico.

Sono state, quindi, distinte le Unità Geologiche, costituite da uno o più litotipi; 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 alla tratta in esame (Lotto 3 Tratta C).

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; essi sono confinati a Sud Ovest da depositi di conoide più antichi. 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 d'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.

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.

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:

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

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 di 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 sono 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 geognostiche

Nella presente fase di progettazione definitiva le indagini sono state finalizzate a:

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

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

- per i viadotti sono stati eseguiti sondaggi in corrispondenza delle spalle ed in corrispondenza di alcune pile, 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 25m;
- sono stati 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 prove penetrometriche in foro del tipo SPT, prove penetrometriche dinamiche, prove di carico su piastra eseguite ad una profondità di circa 3m all'interno di pozzetti esplorativi e prove di permeabilità in foro tipo Lefranc; inoltre sono state considerate prove geotecniche di laboratorio atte alla caratterizzazione dei terreni;
- 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} .

Di seguito vengono riassunte le indagini effettuate per ciascuna categoria di opere rientranti nella tratta in esame.

Per il cavalcavia

- esecuzione di n. 1 sondaggio meccanico a carotaggio continuo, di lunghezza pari a 15 m di perforazione;
- esecuzione di n.5 prove SPT in foro

5.1.1 Sondaggi e prove in situ

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

Sondaggio	PK	Lunghezza [m]	Fuori asse [m]
PD/S.43_PZ	74+858	15	0

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

Tabella 5.2: sondaggi a carotaggio continuo verticali – prove eseguite in foro

Sondaggio	Opera principale	Quota falda [m]	Tipo di prova	n° di prove eseguite
PD/S.43_PZ	Asse principale in trincea	assente	SPT	2
			Lefranc	-

5.2 Indagini geofisiche

Le indagini geofisiche, per la tratta in esame, constano in due 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 5.3: sintesi dei risultati delle indagini MASW

Indagine	PK	V_{S30} [m/s]	Unità geotecnica
PD/M.17	74+388	493	AL1 - AL3
PD/M.18	74+910	523	AL1 - AL3

5.3 Indagini geognostiche della seconda campagna di indagini

Sulla base del modello geologico elaborato in funzione delle informazioni disponibili per il Progetto Definitivo sono stati individuati i settori di tracciato che richiedevano approfondimenti di indagine, per i quali, compatibilmente con le condizioni di accessibilità, si è proceduto all'esecuzione delle indagini integrative.

Le indagini eseguite in questa fase progettuale sono state codificate con la sigla "PD*" che identifica la seconda fase della campagna di indagini e sono riassunte nella Tabella 5.4.

Tabella 5.4: elenco delle indagini effettuate nell'ambito della seconda campagna di indagini

Lotto	Pozzetti
Lotto 3_C	PD*/P.09
Totale indagini	1

Tabella 5.5: pozzetti esplorativi

Sondaggio	Opera principale	profondità	Prova in sito
PD*/P.09	Asse principale (trincea)	3m	-

5.3.1 Misure piezometriche

Nel mese di Dicembre del 2010, circa in corrispondenza al periodo di massima ricarica della falda, è stata eseguita una lettura piezometrica i cui dati sono riportati nella seguente tabella.

Tabella 5.6: sondaggi attrezzati con piezometro - misure piezometriche

Sondaggio	Data installazione	Soggiacenza [m]		
		Lettura di 12/09	Lettura di 01/10	Lettura di 12/10
PD/S.39	22/12/09	assente	assente	assente

In seguito alla misurazione effettuata e considerando le quote in termini assoluti della falda, dedotti dalla letteratura, si ritiene che la soggiacenza, in corrispondenza del lotto in esame, sia maggiore della profondità massima indagata dall'unico sondaggio a disposizione.

6. UNITA' GEOTECNICHE

Sulla base dell'elaborazione dei risultati delle indagini effettuate, e facendo riferimento anche a quelle eseguite per i lotti limitrofi appartenenti al medesimo progetto, sono stati definiti i valori che definiscono gli intervalli di variazione dei parametri per le unità R, AL1 e AL3.

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 6 gruppi geotecnici principali corrispondenti alle categorie litologiche identificate dallo studio geologico del tracciato. All'interno di queste categorie sono state successivamente individuate le unità geotecniche, distinte sulla base delle loro proprietà geotecniche. In totale sono state quindi identificate 14 unità geotecniche.

Nei paragrafi seguenti sono illustrate nel dettaglio le caratteristiche delle unità geotecniche e delle rispettive modalità di definizione dei parametri caratterizzanti i terreni coinvolti nella progettazione e nella realizzazione delle opere della tratta in oggetto.

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 3 unità principali presenti nel lotto in oggetto.

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.

Nel lotto in oggetto l'unità geotecnica R ha carattere pressoché ubiquitario ed è caratterizzate da potenze esigue variabili tra pochi decimetri a, presumibilmente, un paio di metri.

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' (°)	Cu (kPa)	E (MPa)	ν (-)	k (m/s)
R	E	19	0	25-28	-	10-20	0.35	1×10^{-6} - 1×10^{-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 intercettata dal Sondaggio PD/S.43_PZ ed è in rapporti di interdigitazione col la sottostante AL3; essa è intercettata da circa tutta la tratta in esame.

6.3.1 Prove in sito

Al fine di stimare i diversi parametri geotecnici caratteristici dell'unità in oggetto, si fa stretto riferimento ai risultati delle prove eseguite in situ; più precisamente alle prove tipo SPT eseguite nell'unico sondaggio disponibile. Vista la scarsità di dati relativi alla tratta in oggetto si fa anche riferimento ai risultati ottenuti per le tratte limitrofe.

6.3.1.1 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 6.2: 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	Bowles, 1997	Ohta e Goto, 1978
PD/S.43_PZ	-6	100	100	R	100	100	43	43	63	160	306
	-9	93	69	✓	100	100	43	43	52	112	320
	-12	86	55	✓	88	100	41	43	47	91	326
	-15	85	49	✓	81	97	40	43	45	81	334

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

A livello generale, 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 sito e ai valori caratteristici riportati in letteratura tecnica per contesti simili, sono indicati nella Tabella 6.3.

Tabella 6.3: 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 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.

Nel lotto in oggetto l'unità geotecnica AL3, è l'unità predominante e ha carattere pressoché ubiquitario; essa è generalmente celata dall'unità dai terreni di copertura o dai riporti antropici di scarsa potenza.

6.4.1 Prove in sito

Al fine di stimare i diversi parametri geotecnici caratteristici dell'unità in oggetto, per questa fase progettuale è stata eseguita 1 prova tipo SPT su un sondaggio.. Di seguito si riportana il risultato della prova eseguita. Vista la scarsità di dati relativi alla tratta in oggetto si fa anche riferimento ai risultati ottenuti per le tratte limitrofe.

6.4.1.1 Prove SPT

Il risultati ottenuto dall'analisi della prova è riportato 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 6.4: 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
PD/S.43_PZ	-3	100	100	R	100	100	43	43	63	160	267

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 43°, per il modulo di deformazione il valore è superiore a 140MPa.

La 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.

6.4.2 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 6.5: 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. 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, 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. Sono stati 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 delle scarpate sono state eseguite in forma parametrica per diverse tratte del tracciato stradale; le analisi sono state eseguite considerando oltre al sisma, tre differenti altezze di scavo corrispondenti a 5 e 10; in particolare per altezze di scavo di 10 sono state eseguite analisi di stabilità considerando anche la presenza di un muro di sostegno di altezza pari a 4m.

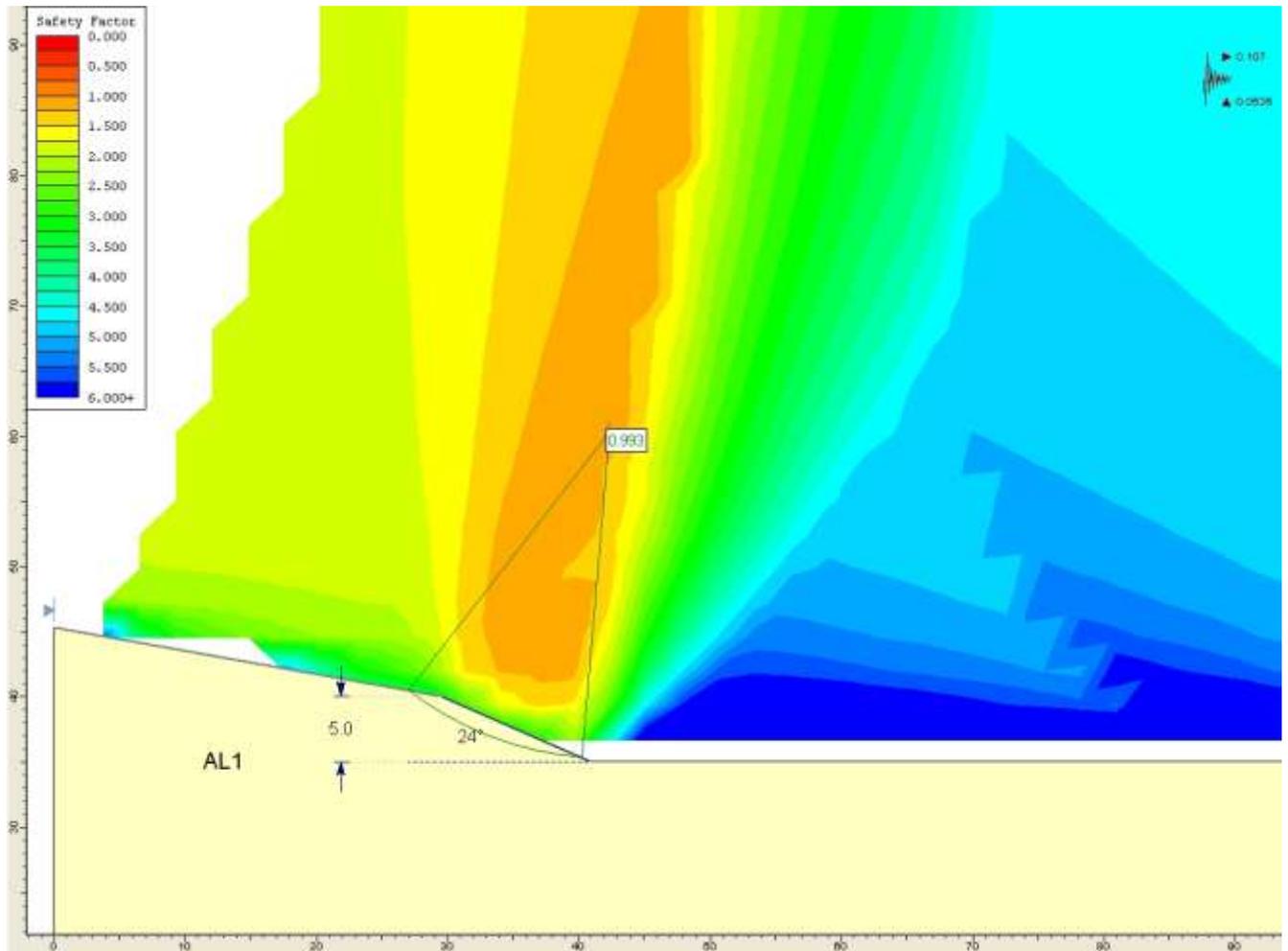
Per la tratta in oggetto poiché l'unità AL1 è quella maggiormente abbondante relativamente alle porzioni di tracciato realizzato in trincea, cautelativamente è stato considerato un modello geotecnico costituito da un monostrato in AL1.

Tabella 7.1: 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_C	Dal km 74+075 a 75+625	AL1 (per $z > 5m$) AL1 (per $z = 10m$)	Montebelluna	0.107

Di seguito si riportano i risultati maggiormente significativi delle analisi svolte prima per le tratte in trincea e successivamente per le tratte in rilevato.

Modello di calcolo ed esempio dei risultati delle analisi (settore A, inclinazione pendio: 24°)



Modello di calcolo ed esempio dei risultati delle analisi (settore A, inclinazione pendio: 24°)

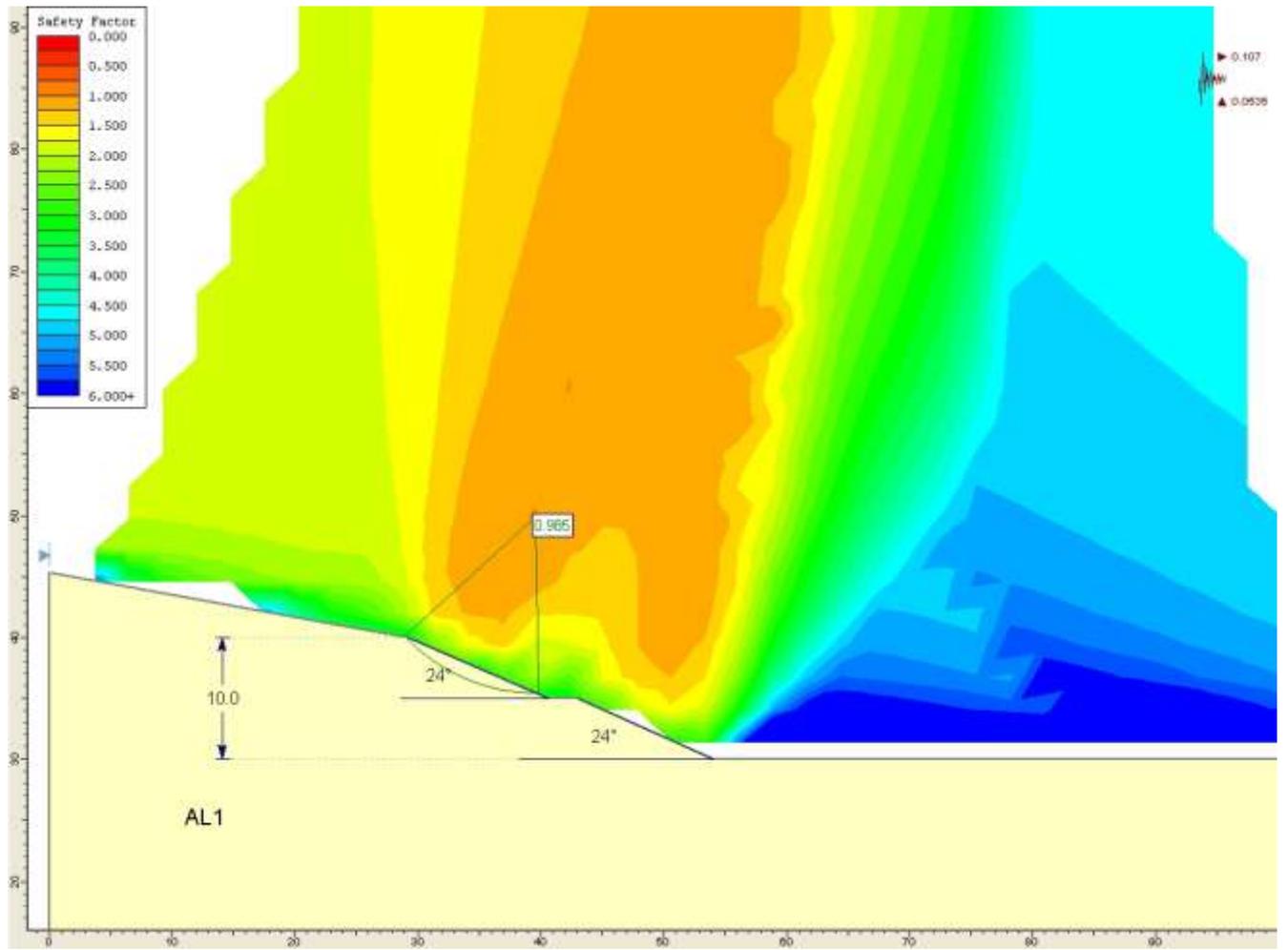


Figura 7.1: analisi di stabilità lotto 3 tratta C tratte in trincea (H= 5m e H=10m)

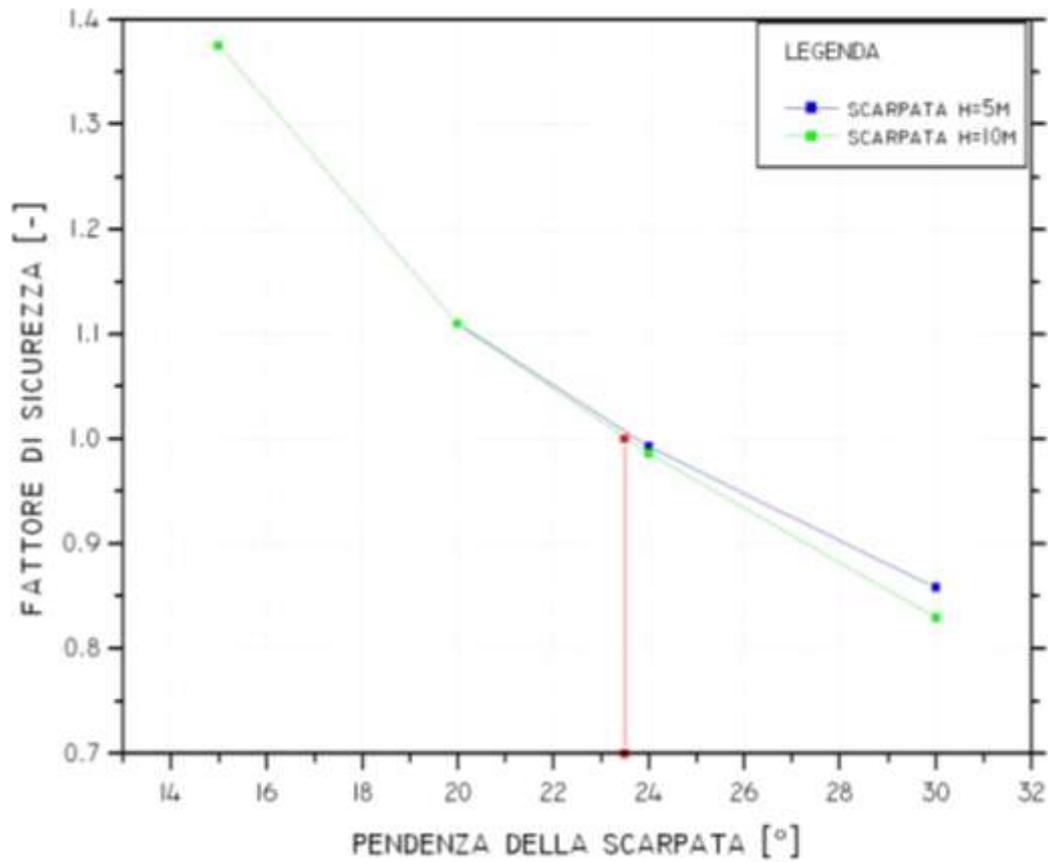
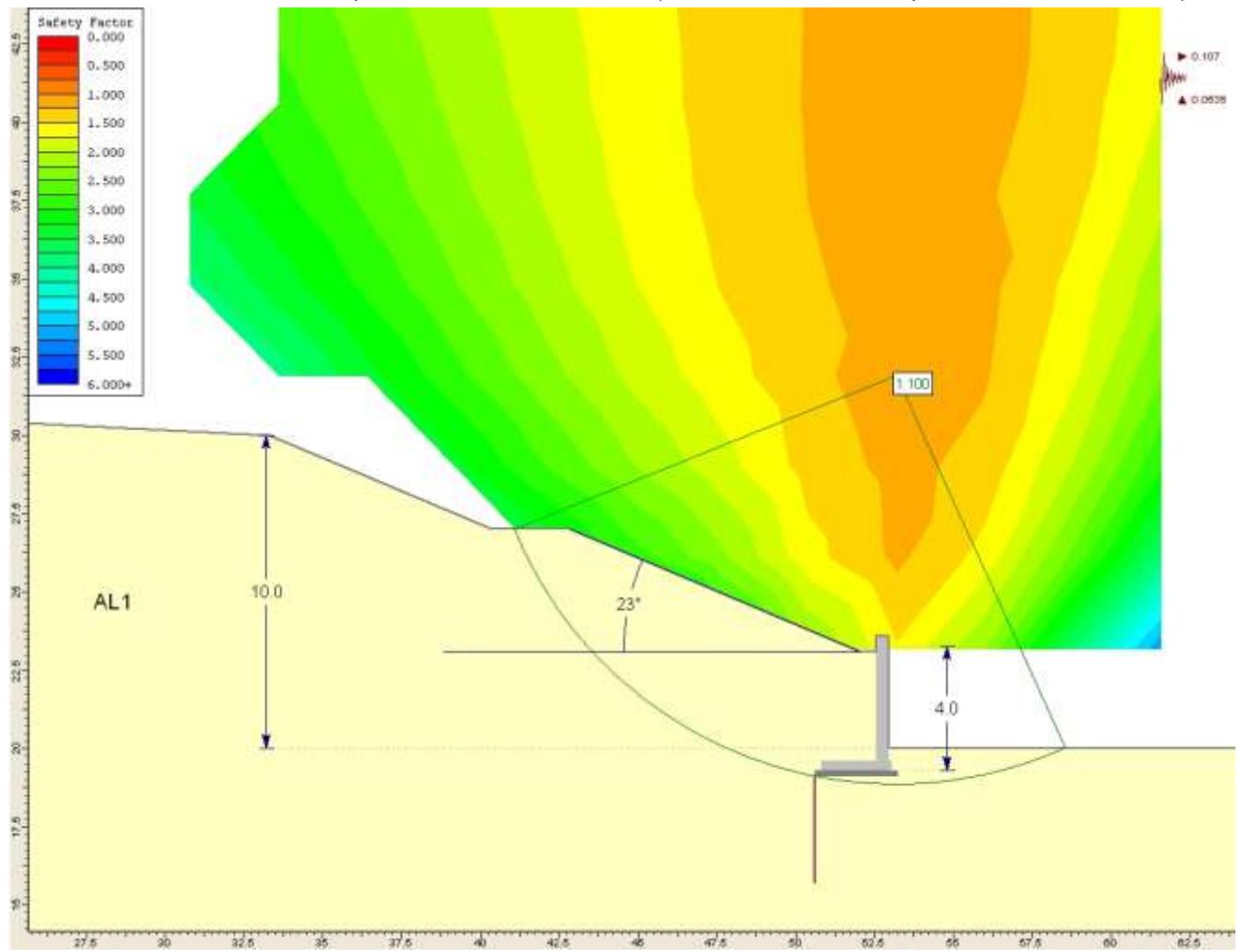


Figura 7.2: analisi parametrica di un pendio di altezza pari a 5m e a 10m: FS>1 per pendenza inferiore a 23.5°

Modello di calcolo ed esempio dei risultati delle analisi (setto A, inclinazione pendio: 23°, muro H=4m)



Modello di calcolo ed esempio dei risultati delle analisi (setto A, inclinazione pendio: 23°, muro H=4m)

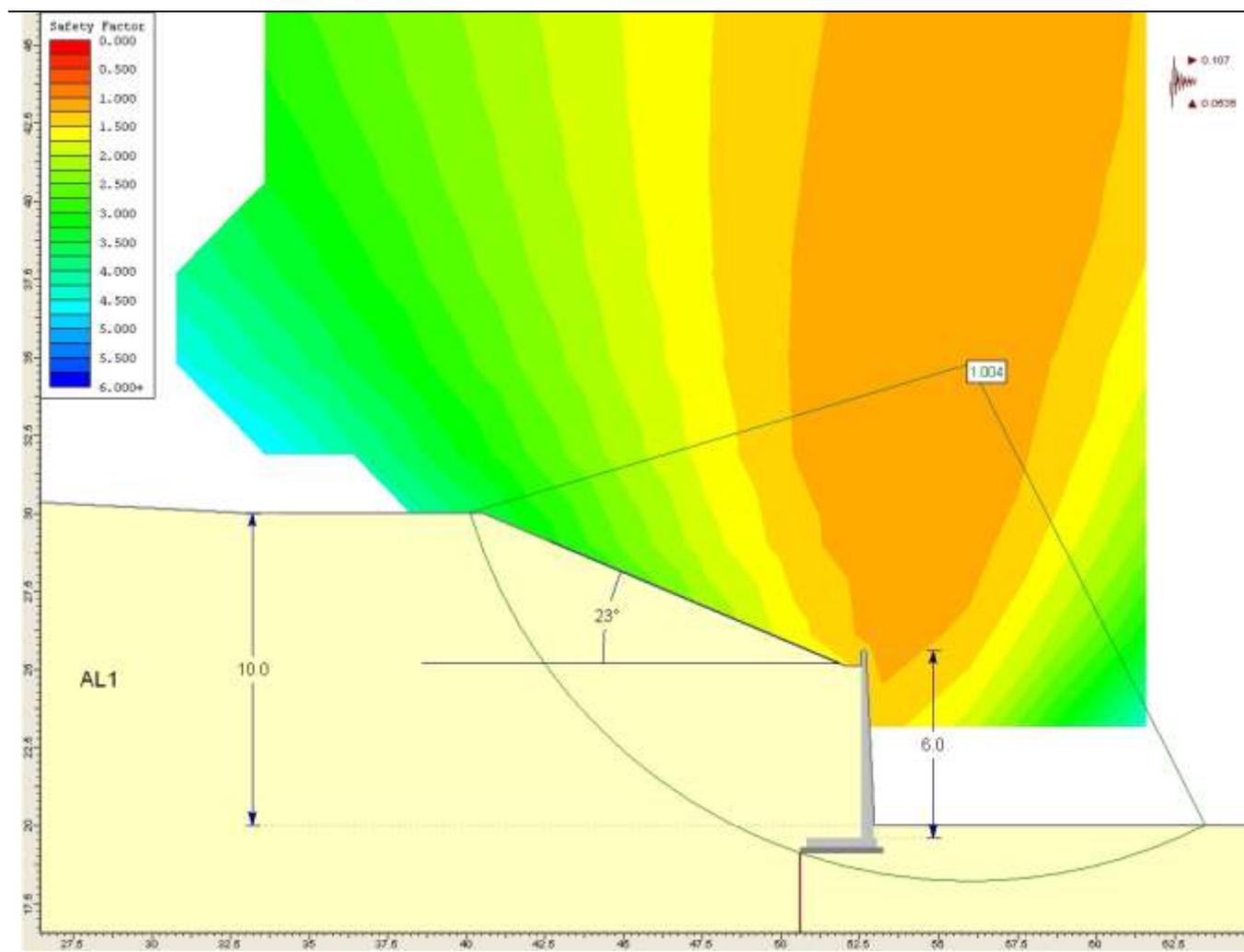


Figura 7.3: analisi di stabilità lotto 3 tratta C tratte in trincea (H=10m) con muro di sostegno (H=4m e H=6m)

Tabella 7.2: pendenze minime ottenute dalle analisi (calcolate per garantire un FS=1 in condizioni sismiche)

UG	Scavo non sostenuto da alcuna opera			Scavo sostenuto da muri	
	H=5m	H=10m	H=15m	H=10m H _{muro} = 4m	H=10m H _{muro} = 6m
AL1	23.8	23.5	-	23	23

Nella tratta in oggetto, tra le progressive del tracciato principale in prossimità delle spalle dei cavalcavia e degli svincoli, saranno realizzati dei rilevati stradali fondati sull'unità AL1 sovrapposta all'unità AL3 o direttamente su AI3.

Di seguito si riportano i risultati delle analisi di stabilità condotte per le scarpate dei rilevati stradali in condizioni sismiche. Le analisi sono state svolte per le altezze dei rilevati sovrastimate ed in funzione dell'unità geotecnica, mentre il carico stradale su ciascuna

carreggiata è assunto pari a 20kPa. Nella tabella seguente si riporta uno specchio riassuntivo delle analisi svolte a riguardo delle scarpate dei rilevati; per l'unità geotecnica AL3 si considerano validi i risultati ottenuti per AL1, essendo la prima unità caratterizzata da parametri geotecnici migliori.

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

Analisi	Unità geotecnica interessata	Altezza del rilevato stradale [m]	Comune di riferimento per il calcolo dell'accelerazione sismica	FS minimo
1	AL1 (AL3)	10	Montebelluna	1.107

Nelle figure sottostanti sono riportati i risultati delle analisi svolte e i modelli di calcolo.

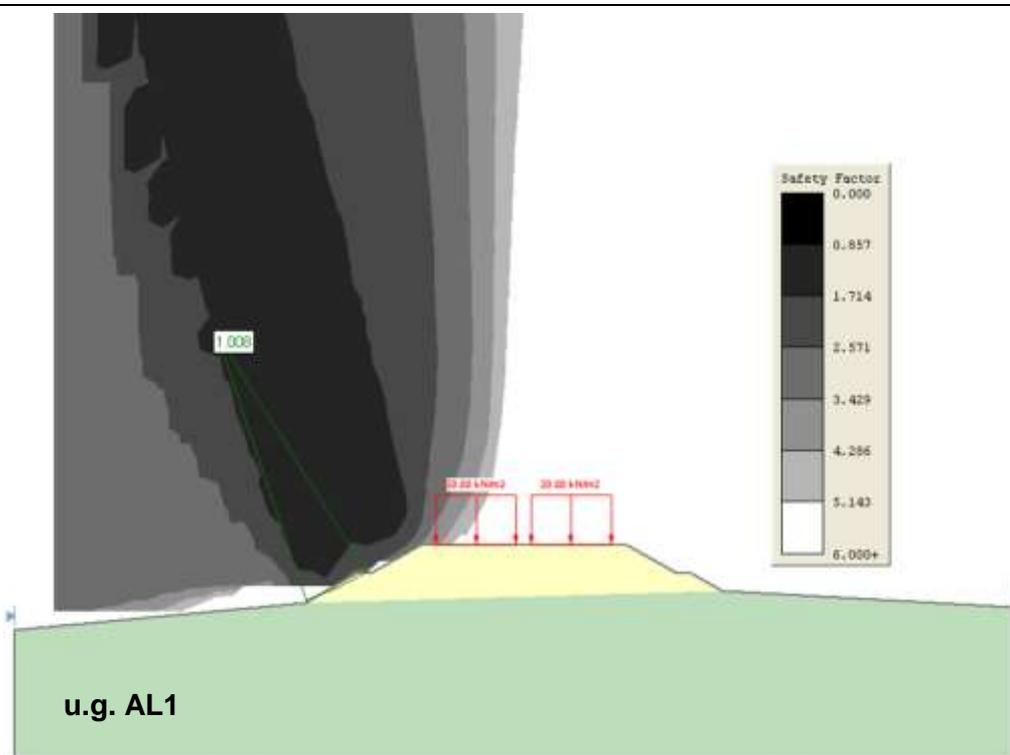


Figura 7.4: verifica di stabilità delle scarpate del rilevato stradale – analisi 1 in condizioni sismiche

Dalle analisi effettuate non sono emerse problematiche importanti relative alla stabilità.

8. VALUTAZIONE PARAMETRICA DI CAPACITÀ PORTANTE DEI PALI DI FONDAZIONE

In questo paragrafo è fornita una valutazione parametrica della capacità portante dei pali di fondazione nell'ipotesi di realizzazione di fondazioni profonde all'interno delle Unità Geotecniche AL1 ed AL3 interessate dalle fondazioni dei viadotti e dei ponti compresi nel lotto in oggetto.

Nelle analisi di capacità portante si è fatto riferimento a pali di grande diametro da 1000mm e 1200mm.

E' stata valutata la capacità portante Q_{lim} del singolo palo, definita come:

$$Q_{lim} = Q_B + Q_L$$

Dove:

Q_B indica la portata limite alla punta del palo;

Q_L indica la portata limite per attrito laterale che si sviluppa all'interfaccia palo-terreno.

Le componenti di portata alla base e laterale, Q_B e Q_L , vengono generalmente supposte tra loro indipendenti, anche se la loro mobilitazione richiede cedimenti relativi del palo di entità notevolmente diversa tra loro.

Esse sono calcolate in termini di tensioni efficaci facendo riferimento alle condizioni drenate.

La portata di base di un palo in un terreno viene stimata come segue:

$$Q_B = (N_q * \sigma'_{v0}) * A_B$$

Dove:

N_q è il coefficiente di capacità portante che è funzione dell'angolo di resistenza al taglio (Viggiani, 1999).

σ'_{v0} è la tensione geostatica verticale efficace nel terreno alla profondità corrispondente alla punta del palo.

A_B è l'area di base del palo.

La portata per attrito laterale di un palo in termini di tensioni efficaci è definita come:

$$Q_L = k * \sigma'_{v0} * \tan\delta * A_L$$

Dove:

δ è l'angolo di attrito all'interfaccia palo-terreno; esso è assunto pari all'angolo di resistenza al taglio del terreno in cui è immerso il palo (Lancellotta, 1999);

k è il coefficiente di spinta laterale che si assume pari al coefficiente di spinta a riposo del terreno in cui è immerso il palo;

A_L è l'area laterale del palo.

Nelle figure seguenti si riportano i valori di capacità portante calcolati, al variare della lunghezza del palo, secondo i due alternativi approcci di calcolo richiesti dalla vigente normativa (DM Infrastrutture 14 Gennaio 2008):

Approccio 1 - Combinazione 2: $A_2+M_1+R_2$

Approccio 2: $A_1+M_1+R_3$

Dove:

A_1 e A_2 sono i coefficienti parziali per le azioni riportati nella tabella 6.2.I;

M_1 sono i coefficienti parziali per i parametri geotecnici riportati nella tabella 6.2.II;

R_2 ed R_3 sono i coefficienti parziali da applicare alle resistenze caratteristiche (resistenza di base e laterale) riportati nella tabella 6.4.II;

Per il calcolo della resistenza si applica inoltre il fattore di correlazione ξ riportato nella tabella 6.4.IV ($\xi=1.7$).

Di seguito si riportano i grafici della capacità portante dei pali con diametro da 1000mm e 1200mm in funzione della profondità.

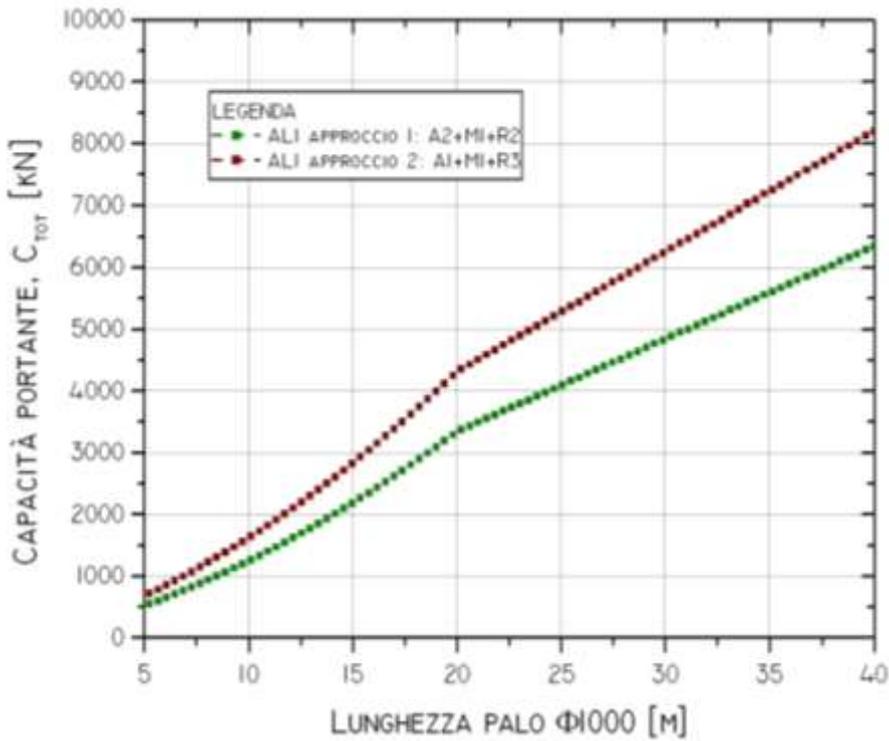


Figura 8.1: capacità portante in funzione della lunghezza del palo ($\Phi 1000$) per l'Unità Geotecnica AL1

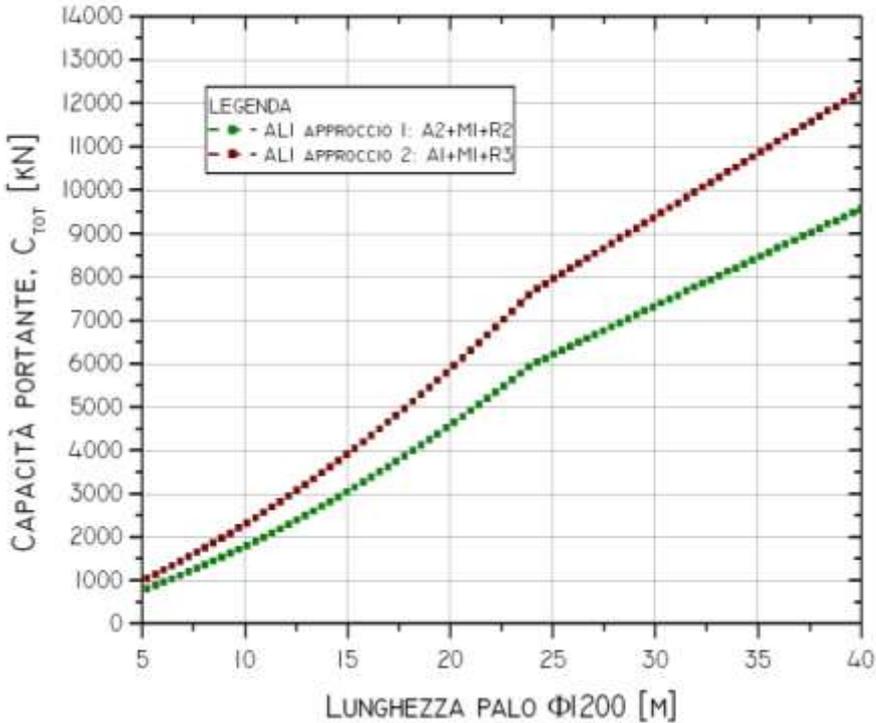


Figura 8.2: capacità portante in funzione della lunghezza del palo ($\Phi 1200$) per l'Unità Geotecnica AL1

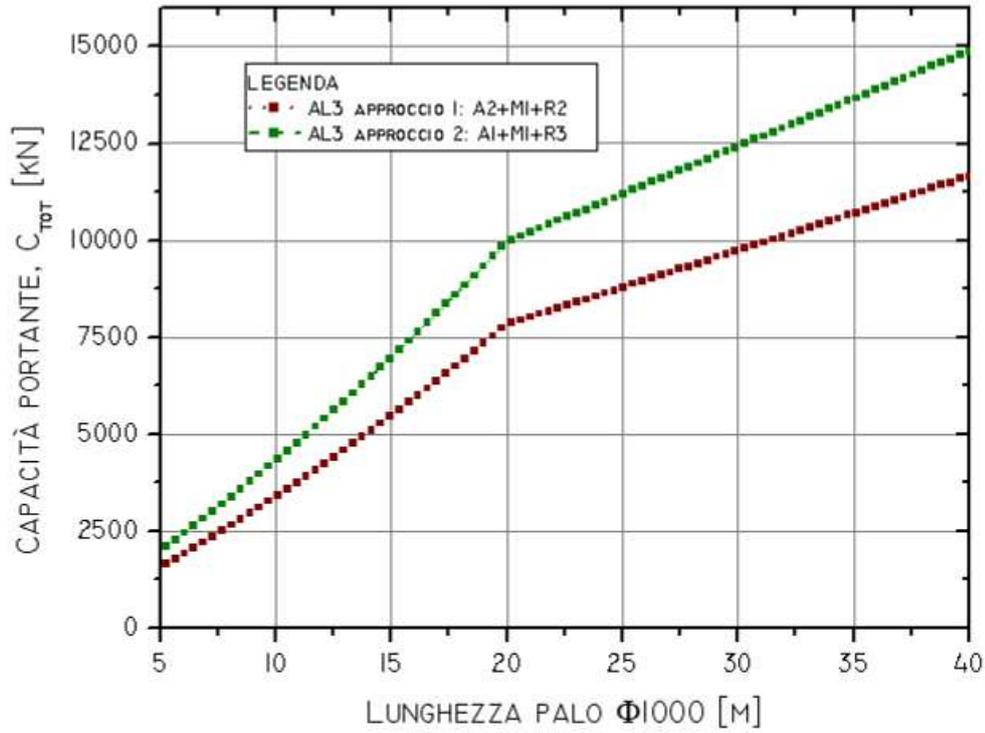


Figura 8.3: capacità portante in funzione della lunghezza del palo ($\Phi 1000$) per l'Unità Geotecnica AL3

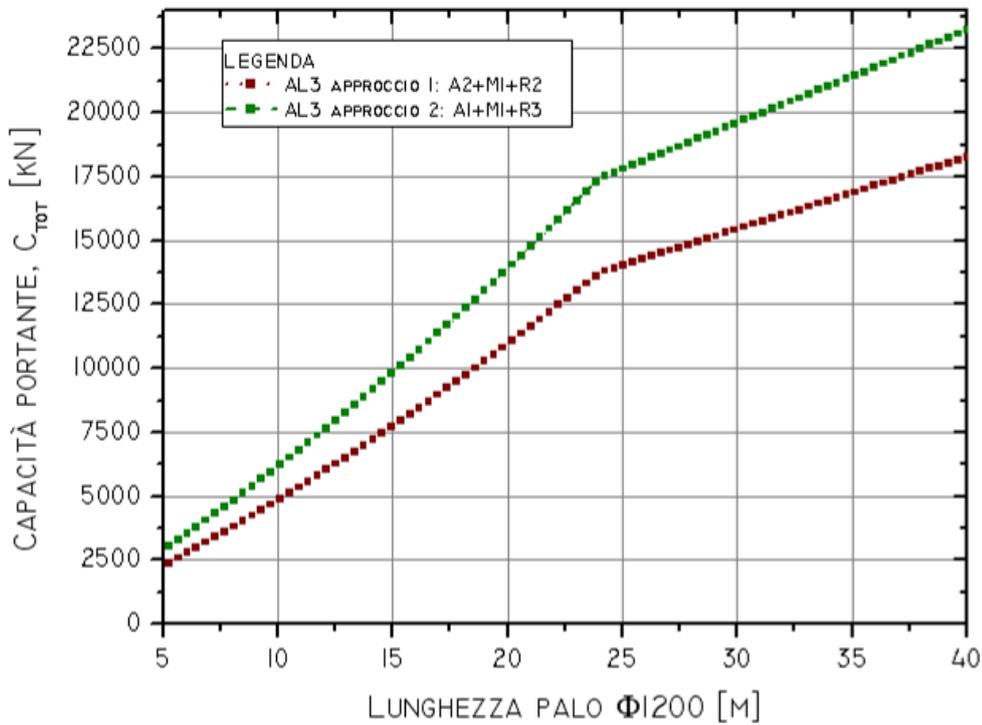


Figura 8.4: capacità portante in funzione della lunghezza del palo ($\Phi 1200$) per l'Unità Geotecnica AL3

9. RILEVATI E BONIFICHE

9.1 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 9.1: 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

10. 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 10.1: 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.