

AUTOSTRADA (A11) : FIRENZE-PISA NORD

AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA DEL TRATTO FIRENZE - PISTOIA

PROGETTO DEFINITIVO

DOCUMENTAZIONE GENERALE

RELAZIONE GEOTECNICA

IL RESPONSABILE PROGETTAZIONE SPECIALISTICA Ing. Tiziano Collotta Ord. Ingg. Lecco N. 122 RESPONSABILE UFFICIO APE	IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE Ing. Andrea Tanzi Ord. Ingg. Parma N. 1154 RESPONSABILE AREA DI PROGETTO FIRENZE	IL DIRETTORE TECNICO Ing. Maurizio Torresi Ord. Ingg. Milano N. 16492 RESPONSABILE FUNZIONE STP
---	---	--

WBS	RIFERIMENTO ELABORATO					DATA: MAGGIO 2011	REVISIONE	
	DIRETTORIO		FILE				n.	data
—	codice	commessa	N.Prog.	unita'	n. progressivo			
—	1	1	1	1	0702	APE002	—	

 ingegneria europea	COORDINATORE OPERATIVO DI PROGETTO Ing. Luca Scarafia	ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI :	—
		ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI :	—
CONSULENZA A CURA DI :	—	UFFICIO GEI	—

VISTO DEL COORDINATORE GENERALE SPEA DIREZIONE OPERATIVA PROGETTAZIONE ED ESECUZIONE LAVORI ASPI Ing. Alberto Selleri	VISTO DEL COMMITTENTE 	VISTO DEL CONCEDENTE 
---	---	--

SPEA Ingegneria Europea

AUTOSTRADA (A11) FIRENZE PISA NORD

TRATTO FIRENZE PISTOIA

AMPLIAMENTO ALLA TERZA CORSIA

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE GEOTECNICA

INDICE

1. INTRODUZIONE	4
2. DOCUMENTI, NORMATIVA E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO	6
2.1 <i>DOCUMENTI</i>	6
2.2 <i>NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI</i>	6
3. QUADRO PROGETTUALE.....	8
3.1 <i>INQUADRAMENTO GEOLOGICO, GEOMORFOLOGICO E STRATIGRAFICO</i>	8
3.2 <i>CENNI DI IDROGEOLOGIA</i>	10
3.3 <i>QUADRO SISMICO DI RIFERIMENTO</i>	15
3.4 <i>INDAGINI GEOGNOSTICHE</i>	19
3.4.1 <i>Indagini geognostiche Fase A</i>	19
3.4.2 <i>Indagini geognostiche Fase B</i>	20
3.4.3 <i>Indagini pregresse</i>	21
4. CRITERI DI INTERPRETAZIONE DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE	23
4.1 <i>SEQUENZA LITOSTRATIGRAFICA DA SONDAGGI GEOGNOSTICI</i>	23
4.2 <i>SEQUENZA LITOSTRATIGRAFICA DA CPT E CPTU</i>	23
4.3 <i>SEQUENZA LITOSTRATIGRAFICA DA DMT</i>	25
4.4. <i>CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</i>	27
4.4.1 <i>Caratterizzazione geotecnica da CPTU</i>	27
4.4.2 <i>Caratterizzazione geotecnica da SPT</i>	30
4.4.3 <i>Caratterizzazione geotecnica da DMT</i>	33
4.4.4 <i>Caratterizzazione geotecnica da prove di laboratorio</i>	35
4.4.5 <i>Permeabilità da prove in sito</i>	40
5. MODELLO GEOTECNICO.....	41
5.1. <i>MACRO-ZONE STRATIGRAFICAMENTE OMOGENEE</i>	46
6. SUSCETTIBILITÀ A LIQUEFAZIONE	51
6.1. <i>GENERALE</i>	51
6.2 <i>VERIFICHE DA PROVA PENETROMETRICA STATICA</i>	54
6.3 <i>VERIFICHE DA PROVA PENETROMETRICA DINAMICA</i>	59
7. VERIFICA DI STABILITÀ DEI RILEVATI.....	61
7.1 <i>GENERALITÀ</i>	61

7.2	METODOLOGIA DI ANALISI	64
7.2.1	Verifiche di stabilità allargamento.....	64
7.2.2	Verifiche di stabilità globale.....	69
8.	CALCOLO DEI CEDIMENTI DEI RILEVATI	71
8.1	AMPLIAMENTO DEI RILEVATI ESISTENTI	71
8.2	SVINCOLO DI PISTOIA EST	77
8.3	DIMENSIONAMENTO DEL CONSOLIDAMENTO MEDIANTE PRECARICA E DRENI DEL TERRENI NELL'AREA DI SVINCOLO DI PISTOIA EST	80
9.	PIANI DI POSA DEI RILEVATI	84
9.1	BONIFICHE	84
9.2	TRATTAMENTO A CALCE DEI TERRENI DEL PIANO DI POSA	90
9.2.1	sulla potenziale trattabilità dei terreni naturali indagati.....	90
9.2.2	Efficacia del trattamento a calce.....	91
9.2.3	Considerazioni sul trattamento a calce.....	100
10.	CAVALCAVIA DI SVINCOLO PISTOIA EST	102
10.1	VERIFICHE DI STABILITÀ	102
10.2	CALCOLO DEI CEDIMENTI	103

ALLEGATI

Allegato 1	Tratta Firenze-Pistoia - Schede geotecniche
Allegato 2	Tratta Monsummano-Montecatini - Schede geotecniche
Allegato 3	Verifiche di liquefazione
Allegato 4	Verifiche di stabilità
Allegato 5	Calcolo dei cedimenti

1. INTRODUZIONE

La presente relazione descrive i risultati delle indagini e delle verifiche geotecniche eseguite lungo il tracciato dell'autostrada A11 Firenze – Pisa Nord, nel tratto Firenze – Pistoia, interessato dall'ampliamento alla terza corsia.

La relazione si articola come segue:

- nel capitolo 2 sono richiamate la documentazione tecnica, le normative tecniche e le raccomandazioni utilizzate a supporto della redazione del presente documento;
- nel capitolo 3 sono riportati: l'inquadramento geologico, geomorfologico e stratigrafico dell'area oggetto di studio (paragrafo 3.1), alcuni cenni di idrogeologia (paragrafo 3.2), il quadro sismico di riferimento (paragrafo 3.3), l'elenco delle indagini geotecniche realizzate in fase di progetto preliminare e definitivo (fasi A e B) lungo il tracciato (paragrafo 3.4);
- nel capitolo 4 sono descritti i criteri di interpretazione dei risultati delle indagini geotecniche;
- il capitolo 5 descrive i contenuti generali dei modelli geotecnici elaborati per tutte le opere presenti lungo il tracciato autostradale e riporta la caratterizzazione media delle macro-zone stratigraficamente omogenee individuate lungo il tracciato;
- nel capitolo 6 sono riportati i risultati delle verifiche della suscettibilità a liquefazione dei terreni presenti lungo il tracciato in esame;
- nel capitolo 7 sono descritti i risultati delle verifiche di stabilità dei nuovi rilevati, in condizioni statiche e dinamiche;

- nel capitolo 8 sono riportati i risultati dei calcoli dei cedimenti indotti dagli allargamenti sui rilevati esistenti;
- nel capitolo 9 sono descritti i criteri di trattamento dei piani di posa ed è riportato il calcolo degli spessori di bonifica.

2. DOCUMENTI, NORMATIVA E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

2.1 Documenti

Segue la documentazione cui è stato fatto riferimento nella stesura della presente relazione:

1. Autostrada A11 Firenze – Pisa Nord, Tratto Firenze – Pistoia, Ampliamento alla terza corsia. Progetto Preliminare. Geologia, geomorfologia e idrogeologia. Relazione geologica e geomorfologica con elementi di idrogeologia.
2. Autostrada A11 Firenze – Pisa Nord, Tratto Firenze – Pistoia, Ampliamento alla terza corsia. Progetto Preliminare. Geotecnica. Relazione geotecnica.
3. Autostrada A11 Firenze – Pisa Nord, Tratto Firenze – Pistoia, Ampliamento alla terza corsia. Progetto Definitivo. Geologia, geomorfologia e idrogeologia. Relazione geologica.
4. Autostrada A11 Firenze – Pisa Nord, Tratto Firenze – Pistoia, Ampliamento alla terza corsia. Progetto Definitivo. Geologia, geomorfologia e idrogeologia. Relazione idrogeologica.
5. Autostrada A11 Firenze – Pisa Nord, Tratto Firenze – Pistoia, Ampliamento alla terza corsia. Progetto Definitivo. Progetto autostradale. Planimetrie di progetto e profili longitudinali.
6. Autostrada A11 Firenze – Pisa Nord, Tratto Firenze – Pistoia, Ampliamento alla terza corsia. Progetto Definitivo. Progetto autostradale. Planimetrie ubicazione indagini.

2.2 Normative e raccomandazioni

1. AGI (1977) Raccomandazioni sulla Programmazione ed Esecuzione delle Indagini Geotecniche.

2. Decreto Ministeriale n. 47 (11/3/1988). “Norme Tecniche riguardanti le indagini terreni e sulle rocce; i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
3. Istruzioni relative alle “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione” - Cir. Dir. Cen. Tecn. n° 97/81.
4. O.P.C.M. 3274/2003, “Primi Elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica² e successive modifiche ed integrazioni.
5. CEN (2004) Eurocode 7, Geotechnical design – Part 1: General Rules. Final draft, EN 1997-1: 2004, November 2004, European Committee for Standardization, Brussels.
6. Gruppo di Lavoro MPS 2004, Redazione della mappa di pericolosità sismica prevista dall’Ordinanza 3274. Rapporto conclusivo per il Dipartimento della Protezione Civile, INGV Milano-Roma.
7. AGI 2005, linee Guida “Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica”.
8. DM. LL.PP. 14 gennaio 2008, Norme Tecniche per le costruzioni (NTC 2008).
9. Circolare n. 617. 2 febbraio 2009. Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

3. QUADRO PROGETTUALE

3.1 Inquadramento geologico, geomorfologico e stratigrafico

Il tracciato in oggetto si snoda nel bacino del Valdarno Medio (area pianeggiante che si estende per oltre 40 km tra Firenze e Pistoia e delimitata a nord e nord – est dall'Appennino Tosco-Emiliano e sul versante opposto dai Monti della Calvana) in un'area compresa tra i comuni di Firenze, Sesto Fiorentino, Campi Bisenzio, Prato, Agliana e Pistoia.

La profondità massima del bacino risulta di 600 m nell'area di Prato e diminuisce progressivamente verso EST per raggiungere la minima profondità nell'area di Firenze città, dove si rinvencono circa 50 m di sedimenti.

L'area appartiene alla fascia centrale della catena dell'Appennino settentrionale ed è parte integrante della fascia di deformazione perimediterranea, sviluppatasi prevalentemente in tempi neogenici e costituita da una struttura complessa di falde e pieghe formatasi in relazione a più fasi tettoniche.

L'elemento tettonico principale del Bacino di Firenze-Prato-Pistoia è rappresentato dal sistema di faglie lungo la direttrice Prato – Fiesole, che consiste in un fascio sub-parallelo di faglie normali, disposto a gradini ed orientato circa NO-SE con immersione a SO. Tale sistema delimita il margine orientale del bacino. Nell'area di studio le faglie sono completamente sepolte al di sotto di sedimenti lacustri e alluvionali.

Il bacino si è sviluppato a partire dal Tortoniano superiore nella parte interna della catena appenninica in regime distensivo ed è stato colmato da sedimenti prima fluvio-lacustri poi alluvionali, ascrivibili al Pliocene Superiore, al Pleistocene e all'Olocene.

I caratteri geomorfologici del bacino sono dovuti a fenomeni relativamente recenti rispetto al lunghissimo periodo di evoluzione geologica dell'Appennino. L'elemento morfologico più rilevante della piana nel tratto di studio è rappresentato dall'ampia conoide del fiume Bisenzio, al quale sono ascrivibili i maggiori apporti sedimentari. Altri corsi d'acqua minori come il torrente Ombrone, il torrente Brana, il torrente Calice ed il torrente Marina hanno contribuito con le loro alluvioni alla formazione della pianura.

I principali elementi morfologici di origine antropica sono rappresentati da cave, riporti, discariche, colmate ed arginature dei corsi d'acqua.

Dal punto di vista stratigrafico, i sedimenti presenti nel bacino possono essere attribuiti a tre principali fasi di prevalenza dei processi sedimentari su quelli erosivi. Queste tre fasi sedimentarie sono state interpretate in termini di UBSU (Unoconformity Bounded Stratigraphic Units) come corrispondenti a tre distinti Sintemi: Sintema del bacino di Firenze-Prato-Pistoia, corrispondente alla fase lacustre Plio-Pleistocenica dell'intero bacino intermontano (argille turchine con locali livelli di lignite/torba e sabbioso-ghiaiosi; questi depositi passano lateralmente a quelli in larga parte ghiaiosi-ciottolosi legati agli apparati deltizi e di "fandelta" localizzati in corrispondenza degli sbocchi dei torrenti nel bacino lacustre stesso); Sintema di Firenze, corrispondente ai depositi fluvio-lacustri tardo pleistocenici dell'area fiorentina (depositi caratterizzati da sedimentazione lacustre-palustre con sporadici contributi clastici e depositi grossolani di paleo-fiumi); Sintema dell'Arno, corrispondente alla deposizione recente ed attuale dell'Arno e dei suoi affluenti (depositi grossolani di alveo e fini di tracimazione). I Sintemi sono stati a loro volta suddivisi in base ai corsi d'acqua di afferenza.

I litotipi affioranti (depositi olocenici) nell'area in esame possono essere distinti in:

- Depositi alluvionali attuali e recenti, costituiti da limi argillosi e limi sabbiosi prevalenti con intercalazioni, a volte anche molto spesse, di sabbie e ghiaie;
- Depositi di conoide alluvionale, ovvero depositi alluvionali prevalentemente limoso argillosi e limoso sabbiosi con intercalazioni, a volte anche molto spesse, di sabbie e ghiaie, distribuiti a ventaglio in corrispondenza dello sbocco nella piana dei corsi d'acqua.

Ciò che differenzia nell'insieme i due differenti depositi è la percentuale di terreni granulari di gran lunga maggiore nei depositi di conoide, a differenza dei depositi alluvionali attuali dove i terreni granulari si presentano come sporadici eventi localizzati ed estensione sia verticale che orizzontale limitata.

3.2 Cenni di idrogeologia

La piana fiorentina fa parte della pianura alluvionale del Medio Valdarno, che è l'evoluzione del bacino fluvio-lacustre originatosi nel Pliocene superiore a seguito dei movimenti tettonici della fase distensiva dell'orogenesi dell'Appennino Settentrionale. La pianura alluvionale si è formata nell'ultima fase geologica.

La storia sedimentaria del bacino è stata condizionata, oltre che dagli eventi tettonici e climatici, dalla posizione degli immissari del bacino (Ombrone, Bisenzio, Marina, Arno tra i principali) in corrispondenza del cui sbocco sono presenti le delta conoidi composte da sedimenti grossolani (ghiaie e ciottoli, più raramente sabbie). I depositi grossolani delle conoidi si interdigitano a quelli depositi dai principali corsi d'acqua, oggi sede delle falde idriche più importanti e produttive

Nelle aree più lontane da questi punti sono presenti prevalentemente sedimenti fini, lacustri e palustri. La parte centrale della piana in particolare è rimasta in condizioni

lacustri o palustri fino ai tempi storici. Tuttavia anche nel sottosuolo di queste aree sono presenti livelli acquiferi corrispondenti ai paleoalvei dei corsi d'acqua che hanno percorso il bacino nei periodi in cui l'apporto sedimentario era prevalente rispetto alla subsidenza tettonica.

Presso il margine settentrionale della pianura c'è una falda libera nelle ghiaie dei conoidi fluviali. Il livello freatico si trova spesso a pochi metri di profondità e la falda ha un flusso che segue la pendenza regionale, quindi verso il centro della pianura.

Procedendo verso il centro della pianura, le ghiaie e le sabbie vengono progressivamente sostituite da limi ed argille. Questa variazione di permeabilità fa risalire il livello freatico, tanto che nella stagione umida l'acqua di falda affiora. Questo alto livello freatico non corrisponde più ad un acquifero di qualche interesse, ma è solo il livello di saturazione nel suolo argilloso-limoso.

Nella zona settentrionale sono i fiumi presenti (spesso pensili) ad alimentare la falda freatica.

Diversa è la situazione dell'Arno, che a causa del progressivo abbassamento dell'alveo, drena la falda delle proprie alluvioni.

I dati derivati dal monitoraggio piezometrico realizzato nel periodo febbraio 2006 - agosto 2008 della Provincia di Prato hanno evidenziato che la dinamica della falda risulta fortemente condizionata dagli emungimenti ed in particolare gli stessi, determinando una forte depressione piezometrica nella parte centrale della piana, impartiscono al flusso un andamento centripeto con richiamo di acque dalle zone perimetrali nelle quali i livelli sono generalmente prossimi alla superficie topografica; queste condizioni sono ovviamente favorevoli anche ad un richiamo di acque sotterranee da zone esterne al territorio pratese.

 ingegneria europea	AUTOSTRADA (A11) FIRENZE PISA NORD
	Ampliamento alla terza corsia del tratto Firenze - Pistoia
	Relazione geotecnica

Allo scopo di monitorare e ricostruire l'andamento della falda, nelle aree in esame, a ridosso dell'asse dell'Autostrada A11, sono stati installati, all'interno dei fori di sondaggio eseguiti in sede di progetto preliminare e definitivo (siglati SA e SB, rispettivamente), 45 piezometri, sia di tipo Casagrande sia Norton, le cui caratteristiche sono riportate nelle Tabelle 1 e 2.

Tabella 1. Piezometri installati in fase di progetto preliminare.

Sondaggio	Tipo Piezometro	Data installazione	Quota topografica p.c. (m s.l.m.)	Profondità di installazione piezometro/celle (m dal p.c.)	Soggiacenza (m da p.c.) 8 nov_2008
SA 1	T.A.	17-18/10/08	35,88	40,00	2,55
SA 2	T.A.	15-16/10/08	36,72	30,00	1,90
SA 4	T.A.	17-19/10/08	44,16	30,00	13,66
SA 5	T.A.	16-17/10/08	42,96	30,00	19,96
SA 6	T.A.	15-16/10/08	43,17	30,00	18,28
SA 8	T.A.	17-18/10/08	40,23	30,00	6,96
SA 9	T.A.	10-14/10/08	41,20	29,00	3,26
SA 10	Casagrande	9-10/10/08	41,544	15,50	5,01
				28,00	8,85
SA 12	T.A.	7-7/10/08	47,29	29,70	9,83
SA 13	T.A.	6-7/10/08	54,82	35,00	2,01

Tabella 2. Piezometri installati in fase di progetto definitivo.

COD.	LETTURA DEL	TUBO APERTO			CASAGRANDE					CASAGRANDE				
		FONDO TUBO		MISUR A	CELLA 1				CELLA 2					
		PREVIST O	RILEVAT O	ACQUA	FONDO TUBO	TUBO 1		TUBO 2		FONDO TUBO	TUBO 3		TUBO 4	
					FON D FOR O	MISUR A	FOND FORO	MISURA		FOND FORO	MISUR A	FON D FOR O	MISUR A	
SB1	01/11/2010				32.50		6.15		6.25					
	23/03/2011						32.48	5.35	32.50	5.40				
SB2	01/11/2010	40.00		3.61										
	23/03/2011		32.98	2.98										
SB3	01/11/2010				24.00		1.16		1.10					
	23/03/2011						24.11	1.93	23.76	1.28				
SB4	01/11/2010				34.00		1.77		1.75					

	23/03/20 11					29.0 7	1.65	28.65	1.60					
SB6	01/11/20 10				24.4		2.19		2.21					
	23/03/20 11					24.4 3	1.60	24.25	1.54					
SB7	01/11/20 10				28.00		1.72		1.70	31		3.40		3.39
	23/03/20 11					28.3 3	1.36	29.50	1.66		30.85	1.56	31.1 4	1.94
SB8	01/11/20 10	30.00		6.40	31.00		6.48		6.48					
	23/03/20 11		28.37	5.42		27.5 0	5.50	27.94	5.43					
SB9	01/11/20 10	19.00		2.55	34		2.91		2.65					
	23/03/20 11		18.50	1.45		27.0 8	2.53	9.90	4.40					
SB10	01/11/20 10				18.00		4.4		4.39	34.00		1.71		1.75
	23/03/20 11					17.6 4	1.34	17.71	1.35		34.51	3.4	34.3	3.49
SB11	01/11/20 10	24.00		3.89	24		4.11		4.12					
	23/03/20 11		20.3	3.7		24.4 7	3.82	24.53	3.78					
SB12	01/11/20 10				25.00		4.36		4.40	37.00		6.70		6.75
	23/03/20 11					24.6 5	3.40	24.26	3.71		37.10	5.74	37.2 6	6.31
SB13	01/11/20 10	32.50		3.89	32.50		4.11		4.12					
	23/03/20 11		24.90	1.69		30.0 7	2.68	29.98	2.68					
SB14	01/11/20 10				24.00		ostruito		7.31	13.00		7.64		7.65
	23/03/20 11					25.2 8	secco	25.48	secco		3.80	secco	7.70	secco
SB15	01/11/20 10				7.00		ostruito		ostruito	23.00		9.12		9.10
	23/03/20 11					7.12	5.41	7.30	5.38		23.61	6.13	23.8 1	5.92
SB16	01/11/20 10	30.00		8.70										
	23/03/20 11		23.68	7.10										
SB17	01/11/20 10				16.00		10.03		10.06	29.00		11.75		11.74
	23/03/20 11					16.2 0	6.80	16.10	6.84		28.41	7.08	28.4 0	7.32
SB18	01/11/20 10				11.30		11.15		10.21	23.00		10.08		10.08
	23/03/20 11				inaccessibile-cancello chiuso									
SB19	01/11/20 10	35.00		11.44										
	23/03/20 11		30.07	7.86										
SB20	01/11/20 10				9.50		secco		secco			12.50		12.51
	23/03/20 11					8.10	secco	8.27	secco		11.37	8.37	24.5 5	8.42

SB2 1	01/11/20 10	26.00		12.02										
	23/03/20 11		25.40	7.39										
SB2 2	01/11/20 10				14.00		11.25		11.32	34.00		11.70		11.75
	23/03/20 11					15.8 3	6.57	15.82	6.86		32.47	6.82	32.3 7	7.12
SB2 3	01/11/20 10				12.00		1.28		0.89	23.00		0.90		1.00
	24/03/20 11					9.46	1.12	1.09	9.45		19.08	1.16	19.0 5	1.07
SB2 4	01/11/20 10				9.00		4.29		4.18	25.50		0.50		0.64
	24/03/20 11					7.38	2.60	7.80	0.55		25.32	2.74	4.84	0.67
SB2 5	01/11/20 10				10.5		1.85		2.05	24.5		3.85		4.20
	24/03/20 11					7.60	1.90	6.07	secco		ostruito	1.57	24.0 0	5.62
SB2 6	01/11/20 10				11.00		2.40		2.65	23.3		1.50		1.72
	24/03/20 11					11.6 3	1.81	11.62	1.97		23.08	2.20	23.0 5	2.81
SB2 7	01/11/20 10				15.00		secco		secco	34.00		3.11		3.11
	24/03/20 11					3.61	secco	interrotto	interrotto		14.96	3.07	15.1 9	3.16
SB2 8	01/11/20 10	30.00		2.5										
	24/03/20 11		31.31	0.93										
SB2 9	01/11/20 10				30		4.45		4.43					
	24/03/20 11					28.3 0	2.2	28.31	2.31					
SB3 0	01/11/20 10	28.00		13.09										
	24/03/20 11		26.4	4.01										
SB3 1	01/11/20 10	19.00		9.03										
	24/03/20 11		19.63	0.63										
SB3 2	01/11/20 10	28.00		3.74										
	24/03/20 11		sepolto											
SB3 3	01/11/20 10				12.00		3.55		3.50	24.00		5.30		3.79
	24/03/20 11					12.8 0	1.47	12.77	1.52		22.91	5.37	22.9 0	5.39
SB3 4	01/11/20 10				18		6.20		5.90	24		6.20		5.91
	24/03/20 11					17.7 6	1.67	17.75	1.88		23.67	1.52	23.6 9	2.01
SB3 5	01/11/20 10	25.00		1.67										
	24/03/20 11		17.55	1.13										

3.3 Quadro sismico di riferimento

L'area in esame, è situata in una porzione di catena appenninica interessata da attività geodinamica recente o attuale e caratterizzata da notevole attività sismica, e al cui interno sono state riconosciute numerose strutture sismogenetiche attive.

In generale sono stati registrati terremoti con profondità ipocentrale dell'ordine di 20-25 Km, caratterizzati da meccanismi focali legati a movimenti distensivi, associati a componenti trascorrenti in senso appenninico (NO-SE) ed antiappenninico (NE-SO).

Per valutare la pericolosità sismica di base dell'area è stato fatto riferimento allo studio pubblicato dall'Istituto Nazionale di Geofisica e di Vulcanologia (INGV), che suddivide il territorio italiano in un reticolo di riferimento.

In ogni nodo del reticolo la pericolosità sismica è definita in termini di:

- i) accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (categoria A);
- ii) valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale F_0 ;
- iii) periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale T^*_C , con riferimento ad una data probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R dell'opera considerata.

La probabilità di superamento P_{VR} è definita dalla normativa per ciascuno stato limite (81% per lo SLO, 63% per lo SLD, 10%, per lo SLV, 5% per lo SLC); ad ogni valore di P_{VR} corrisponde un tempo di ritorno T_R dell'azione sismica, definito come:

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

A titolo di esempio, in Figura 1 sono riportati i valori 50° percentile dell'accelerazione di picco su suolo rigido a_g per una probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (<http://esse1-gis.mi.ingv.it/>) con un dettaglio su Firenze, Prato e Pistoia.

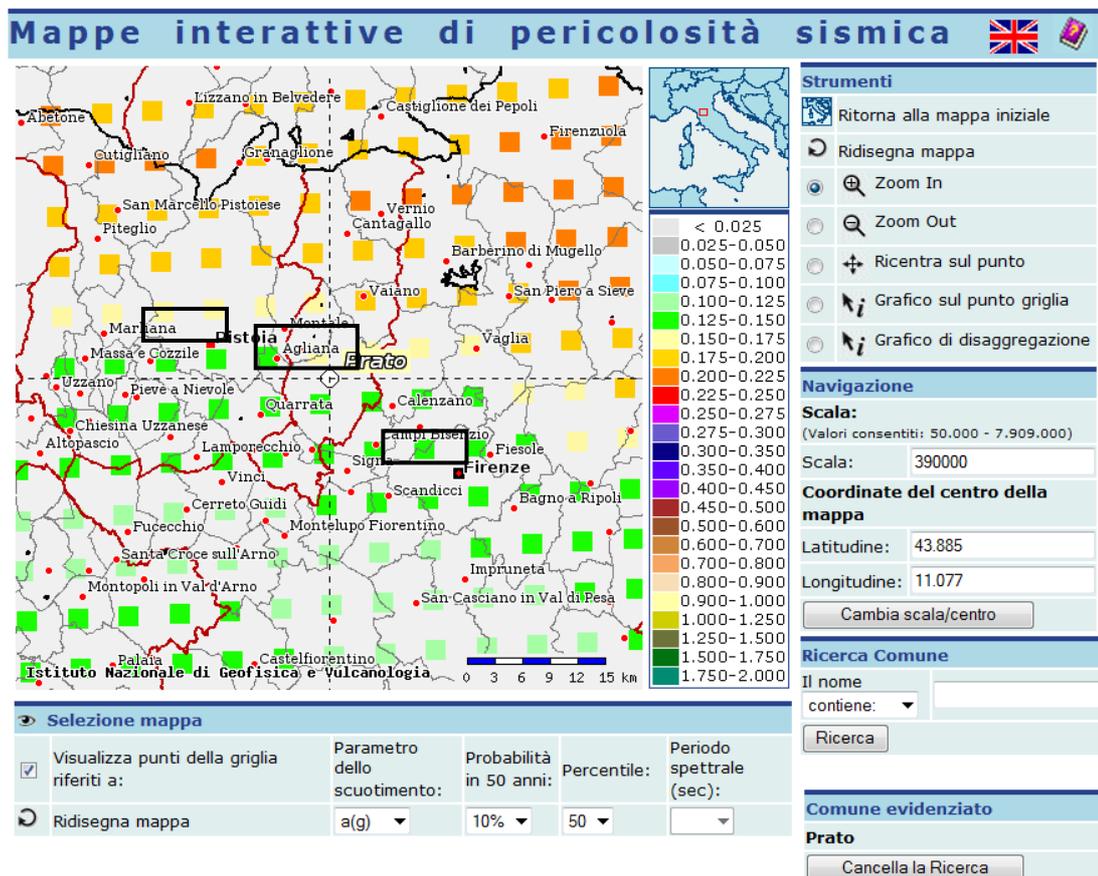


Figura 1. Accelerazione sismica su suolo di riferimento rigido per i comuni di Firenze, Prato e Pistoia

Per la verifica sismica delle opere e dei terreni presenti lungo il tracciato autostradale oggetto di studio, l'azione sismica di riferimento è stata valutata, in accordo alla vigente normativa, considerando i parametri di riferimento che seguono:

- vita nominale delle opere $V_N = 50$ anni
- classe d'uso IV
- coefficiente d'uso $C_U = 2$

da cui risulta:

- periodo di riferimento per l'azione sismica $V_R = V_N \times C_U = 100$ anni

In Tabella 3 sono riportati, per ogni comune interessato la tracciato autostradale, i valori di a_g , F_o e T^*_C per i periodi di ritorno associati a ciascun stato limite.

Tabella 3. Valori di a_g , F_o e T^*_c su suolo di riferimento rigido per i sei comuni interessati dal tracciato autostradale.

Comune	STATO LIMITE	P_{VR} [%]	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T^*_c [s]
Firenze	SLO	81	60	0.060	2.590	0.272
	SLD	63	101	0.072	2.591	0.282
	SLV	10	949	0.166	2.389	0.310
	SLC	5	1950	0.206	2.407	0.317
Campi Bisenzio	SLO	81	60	0.060	2.584	0.270
	SLD	63	101	0.073	2.583	0.280
	SLV	10	949	0.167	2.387	0.309
	SLC	5	1950	0.207	2.405	0.316
Sesto Fiorentino	SLO	81	60	0.062	2.571	0.272
	SLD	63	101	0.075	2.574	0.281
	SLV	10	949	0.172	2.394	0.312
	SLC	5	1950	0.213	2.411	0.318
Prato	SLO	81	60	0.065	2.542	0.270
	SLD	63	101	0.079	2.542	0.279
	SLV	10	949	0.181	2.392	0.310
	SLC	5	1950	0.226	2.406	0.317
Agliaiana	SLO	81	60	0.067	2.527	0.268
	SLD	63	101	0.081	2.526	0.277
	SLV	10	949	0.187	2.386	0.308
	SLC	5	1950	0.233	2.403	0.316
Pistoia	SLO	81	60	0.068	2.513	0.267
	SLD	63	101	0.084	2.504	0.274
	SLV	10	949	0.194	2.381	0.303
	SLC	5	1950	0.242	2.391	0.313

L'accelerazione di progetto a_{max} , ovvero l'accelerazione massima orizzontale attesa, è stata valutata, per ogni sito in esame, come di seguito descritto:

$$(2) \quad a_{max} = a_g S_S S_T$$

dove:

S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica, funzione della natura e dello stato di addensamento e/o consistenza dei terreni presenti nel sito in esame;

S_T = coefficiente di amplificazione topografica, funzione della configurazione morfologica dell'area in esame.

Si rimanda al paragrafo 5 per la valutazione del coefficiente di amplificazione stratigrafica per i siti oggetto di studio. Il coefficiente di amplificazione topografica è stato assunto pari a 1, essendo l'area in esame pressoché pianeggiante.

3.4 Indagini geognostiche

Per l'intero tratto oggetto di studio sono state predisposte due campagne di indagine geognostica delle quali una di fase A, a corredo del progetto preliminare, realizzata nel periodo ottobre – novembre 2008 ed una di Base B, a corredo del progetto definitivo, realizzata nel periodo Luglio – Novembre 2010. A tali indagini si affiancano le indagini geognostiche, realizzate in periodi differenti per conto di Autostrade lungo diversi punti del tracciato ed in relazione a differenti scopi e le indagini bibliografiche reperite presso gli enti pubblici.

Di seguito è descritta la tipologia delle indagini effettuate.

3.4.1 Indagini geognostiche Fase A

Sono state realizzati:

- n. 16 sondaggi geognostici verticali (SA), di cui 13 eseguiti a carotaggio continuo e 3 a distruzione di nucleo, spinti a profondità variabili fino ad un massimo di 40 m da piano campagna (p.c.) locale. Nei fori di sondaggio sono state eseguite prove in foro tipo SPT, prove di permeabilità di tipo Lefranc, prove pressiometriche di tipo Menard, prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati. Dei 16 sondaggi, 9 sono stati strumentati con piezometro tipo Norton, 1 con piezometro tipo Casagrande.
- n. 5 sondaggi geognostici verticali eseguiti a carotaggio continuo in sede autostradale spinti fino alla profondità di 10 m dal p.c. locale, con prelievo di campioni rimaneggiati;

- n. 5 prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTUA), spinte a profondità variabili fino ad un massimo di 29.50 m dal p.c. locale;
- n. 12 prove con dilatometro piatto Marchetti (DMT), spinte a profondità variabili fino ad un massimo di 25.8 m dal p.c. locale, di cui n. 4 con esecuzione di prospezione sismica tipo Down-Hole (SDMT);
- n. 8 pozzetti esplorativi superficiali (PZA), spinti a profondità variabile fino ad un massimo di 4 m da p.c. locale, con esecuzione di prove di carico su piastra, determinazioni della densità in sito e prelievo di campioni rimaneggiati;
- prove geotecniche di laboratorio sui campioni prelevati dai sondaggi geognostici e dai pozzetti esplorativi, costituite da prove di caratterizzazione fisica (granulometrie e limiti), prove meccaniche con determinazione delle caratteristiche di resistenza e prove dinamiche (prova di taglio torsionale ciclico e prova in colonna risonante).
- prove di laboratorio per la determinazione delle proprietà microstrutturali e chimico-fisiche dei materiali inorganici e della composizione mineralogica dei materiali costituenti il corpo dei rilevati esistenti.

3.4.2 Indagini geognostiche Fase B

Sono state realizzati:

- n. 34 sondaggi geognostici verticali (SB) eseguiti a carotaggio continuo spinti a profondità variabili fino ad un massimo di 40 m da p.c. locale. Nei fori di sondaggio sono state eseguite prove in foro tipo SPT, prove di permeabilità di tipo Lefranc, prove pressiometriche di tipo Menard, prelievo di campioni indisturbati e rimaneggiati. Tutti i sondaggi sono stati strumentati con piezometri tipo Norton e/o Casagrande.

- n. 8 sondaggi geognostici verticali (SD) eseguiti a carotaggio continuo in sede autostradale spinti fino alla profondità di 10 m dal p.c. con prelievo di campioni rimaneggiati;
- n. 9 prove penetrometriche statiche con piezocono (CPTUB), spinte a profondità variabili fino ad un massimo di 25.0 m dal p.c. locale;
- n. 15 pozzetti esplorativi superficiali (PZB), spinti a profondità variabile fino ad un massimo di 4 m da p.c., con esecuzione di prove di carico su piastra, determinazioni della densità in sito e dell'umidità naturale e prelievo di campioni rimaneggiati;
- prove geotecniche di laboratorio sui campioni prelevati dai sondaggi geognostici e dai pozzetti esplorativi, costituite da prove di caratterizzazione fisica (granulometrie e limiti), prove meccaniche con determinazione delle caratteristiche di resistenza e prove dinamiche (prova di taglio torsionale ciclico e prova in colonna risonante).
- prove di laboratorio di trattamento a calce sui campioni prelevati dai pozzetti esplorativi.

3.4.3 Indagini pregresse

Nel dettaglio le indagini pregresse analizzate riguardano i seguenti interventi:

- i) Bretella Prato Signa (campagne 2003, 2007);
- ii) Interconnessione A1/A11 (campagna 1998);
- iii) Svincolo di Peretola (campagne 1998 e 2007)
- iv) Area di Servizio Peretola Nord (campagna 2003)
- v) Indagini Piano Strutturale di Calenzano
- vi) Pozzi Regione Toscana (Consorzio Lamma)

vii) Pozzi Provincia di Prato

viii) Stazioni di Monitoraggio ARPAT

Tutte le indagini sono state riportate negli elaborati cartografici geotecnici in scala 1:2000 secondo la loro reale ubicazione planoaltimetrica (planimetria di ubicazione delle indagini geognostiche), con simbologia differente in relazione al tipo di indagine ed al tipo di strumentazione installata.

4. CRITERI DI INTERPRETAZIONE DELLE INDAGINI GEOGNOSTICHE

4.1 Sequenza litostratigrafica da sondaggi geognostici

La sequenza litostratigrafica che caratterizza i terreni presenti in corrispondenza di ogni sondaggio geognostico realizzato è stata definita sulla base della descrizione litologica delle formazioni attraversate riportata nei certificati di prova e dei risultati delle prove di classificazione (granulometria e proprietà indice) eseguite in laboratorio sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati in sito nel corso di ogni sondaggio. La posizione della superficie libera della falda in corrispondenza di ogni sondaggio geognostico analizzato è stata individuata utilizzando congiuntamente le misure dei piezometri installati in foro di sondaggio (paragrafo 3.2) e le indicazioni plano-altimetriche sulla quota di falda riportate nella relazione idrogeologica.

Una volta stimata, per ogni punto di indagine analizzato e fino alla massima profondità indagata, la natura dei terreni presenti, essi sono stati suddivisi in macro-unità stratigrafiche caratterizzate dallo stesso tipo litologico prevalente, le quali sono poi state caratterizzate in termini di parametri geotecnici di resistenza e deformabilità.

4.2 Sequenza litostratigrafica da CPT e CPTU

La sequenza litostratigrafica che caratterizza i terreni presenti in corrispondenza di ogni prova penetrometrica statica realizzata è stata elaborata sulla base delle indicazioni litiologiche dei terreni ottenute dalle carte di classificazione proposte da Robertson (1990), riportate nelle Figure 2 (a) e (b). Tali carte consentono di stimare la sequenza litostratigrafica in base ai valori della resistenza totale alla punta, q_t dell'attrito laterale, f_s e della pressione interstiziale, u_2 misurati da prove CPT elettriche con piezocono e normalizzati rispetto allo stato tensionale.

Per le prove CPT la classificazione litologica dei terreni è stata condotta utilizzando solo l'abaco in Figura 2 (a) e assumendo per q_t un valore pari a quello misurato durante la prova dallo strumento, q_c .

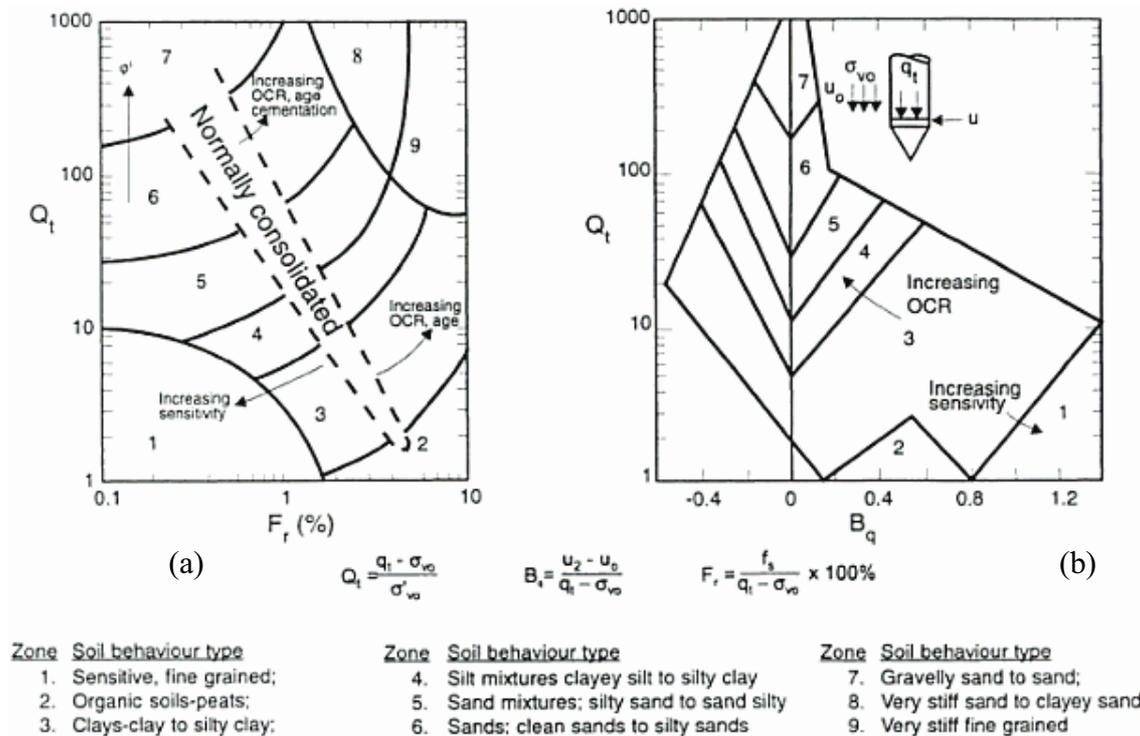


Figura 2. Carte di classificazione di Robertson (1990).

Per utilizzare gli abachi di Figura 2, i valori della resistenza alla punta q_t , dell'attrito laterale f_s e della pressione interstiziale u_2 misurati alle diverse profondità, devono essere normalizzati secondo le espressioni che seguono:

$$(3) \quad Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}$$

$$(4) \quad F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}}$$

$$(5) \quad B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}}$$

dove:

σ_{v0} e σ'_{v0} = tensioni verticali totali ed efficaci agenti alle profondità di interesse;

u_0 = pressione interstiziale idrostatica.

Il profilo con la profondità delle tensioni geostatiche totali σ_{v0} è stato calcolato adottando un peso dell'unità di volume costante, il quale, per i tipi litologici presenti nei siti oggetto di studio, anche in accordo alle indicazioni di Lunne et al. (1997), è stato assunto pari a $\gamma_n = 19 \text{ kN/m}^3$.

Per la valutazione delle tensioni efficaci agenti alle profondità di misura, σ'_{v0} , la posizione della superficie libera della falda in corrispondenza di ogni prova penetrometrica analizzata è stata individuata utilizzando congiuntamente le misure della pressione interstiziale u_2 con la profondità, le misure di piezometri installati in prossimità della verticale di prova, se presenti, e le indicazioni plano-altimetriche sulla quota di falda riportate nella relazione idrogeologica.

Una volta stimata la natura dei terreni da ciascuna verticale di indagine, è stata definita una sequenza di macro-unità a litologia prevalente, a ciascuno dei quali sono stati assegnati valori medi rappresentativi caratteristici di q_t , f_s e u_2 , e quindi determinati i parametri geo-meccanici.

4.3 Sequenza litostratigrafica da DMT

La sequenza litostratigrafica dei terreni presenti in corrispondenza di ogni prova dilatometrica eseguita, è stata elaborata sulla base degli abachi di classificazione proposti da Marchetti (1980) e Marchetti e Crapps (1981), riportati in Figura 3. Tali abachi consentono di stimare la litologia ed il peso dell'unità di volume γ_n in base ai valori dell'indice dilatometrico I_D e del modulo dilatometrico E_D , definiti come:

$$(6) \quad I_D = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0}$$

$$(7) \quad E_D = 34.7(p_1 - p_0)$$

dove:

p_0 = valore corretto della pressione A misurata durante la prova dilatometrica;

p_1 = valore corretto della pressione B misurata durante la prova dilatometrica;

Per la valutazione di u_0 , la posizione della falda è stata individuata utilizzando congiuntamente le misure di piezometri installati in prossimità della verticale di prova, se presenti, e le indicazioni plano-altimetriche sulla quota di falda riportate nella relazione idrogeologica.

Anche il profilo della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s con la profondità, ricavato dalle prove Down-Hole col dilatometro sismico (SDMT), ha concorso alla definizione del profilo litostratigrafico.

Una volta stimata la natura dei terreni indagati, sono state individuate delle macro-unità caratterizzate da una litologia prevalente, le quali sono state quindi caratterizzate in termini di parametri geotecnici di resistenza e deformabilità.

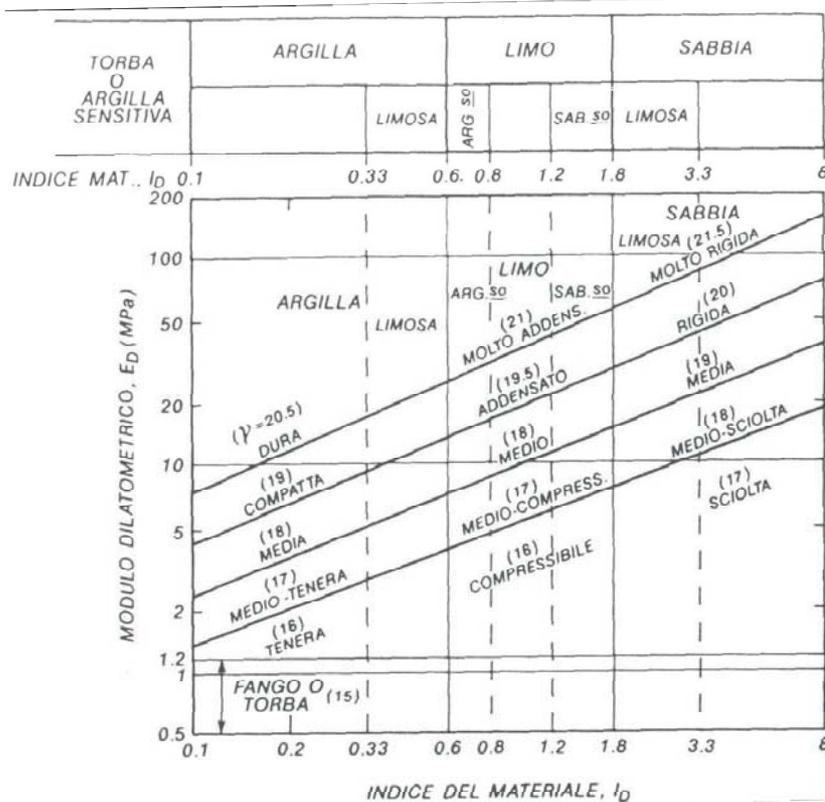


Figura 3. Classificazione dei terreni in base ai parametri dilatometrici, Marchetti (1980) e Marchetti e Crapps (1981).

4.4. Caratterizzazione geotecnica

4.4.1 Caratterizzazione geotecnica da CPTU

I terreni appartenenti alle unità litologiche individuate in corrispondenza di ogni prova penetrometrica statica analizzata, sono stati caratterizzati geotecnicamente come di seguito descritto.

Terreni prevalentemente fini

La resistenza a taglio non drenata è stata ricavata utilizzando la seguente correlazione:

$$(8) \quad c_u = (q_t - \sigma_{v0})/N_k$$

dove:

σ_{v0} = tensione verticale totale agente alla profondità considerata;

N_k = fattore di cono, assunto cautelativamente pari a 20 (Lunne et al. 1997);

q_t = resistenza alla punta media associata all'unità o sotto-unità litostratigrafica considerata.

La rigidezza a piccole deformazioni ($\gamma < 0.001\%$) è stata determinata utilizzando la correlazione empirica tra il modulo di taglio a G_0 e q_t proposta da Watabe et al. (2004):

$$(9) \quad G_0 = 50(q_t - \sigma_{v0})$$

Il modulo di Young in condizioni non drenate in corrispondenza del 25 % dello sforzo deviatorico a rottura, E_{u25} , è stato stimato utilizzando la correlazione empirica proposta da Duncan e Buchignani (1976) riportata in Figura 4, assumendo un valore dell'indice plastico $I_p < 30$, risultato dalle prove di classificazioni eseguite su campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati lungo tutto il tracciato autostradale in oggetto ed un grado di sovraconsolidazione OCR, stimato dal confronto di tre correlazioni

empiriche, proposte da Mesri (1975), Jamiolkowski et al. (1985) e Chen e Mayne (1996), rispettivamente Eq. 8, 9 e 10:

$$(10) \quad \sigma'_p = c_u/0.22$$

$$(11) \quad 0.23OCR^{0.8} = c_u/\sigma_{v0}$$

$$(12) \quad \sigma'_p = 0.305(q_t - \sigma_{v0})$$

Infine il modulo confinato, M è stato stimato secondo la correlazione proposta da Kulhawy e Mayne (1990):

$$(13) \quad M = 8.25(q_t - \sigma_{v0})$$

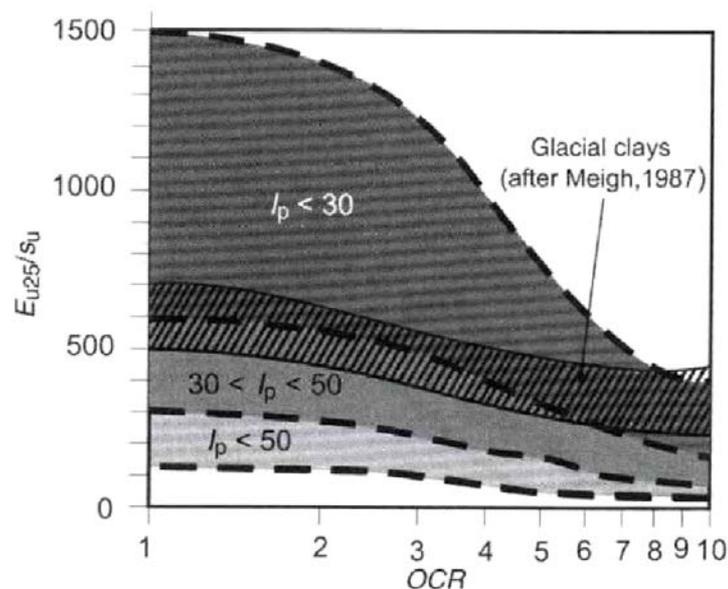


Figura 4. Rapporto di rigidità E_{u25}/c_u in funzione di OCR, Duncan e Buchignani (1976).

Terreni prevalentemente granulari

La densità relativa D_R è stata stimata tramite la correlazione proposta Jamiolkowski (1985):

$$(14) \quad D_R = -98 + 66 \cdot \left[\log \left(\frac{q_t}{\sqrt{\sigma'_{v0}}} \right) \right]$$

dove:

σ'_{v0} = tensione geostatica efficace agente alla profondità considerata.

q_t = resistenza alla punta media associata all'unità o sotto-unità litostratigrafica considerata.

L'angolo di resistenza al taglio di picco φ'_p è stato determinato in prima approssimazione utilizzando la correlazione proposta da Robertson e Campanella (1983), riportata in Figura 5. Tale correlazione permette di valutare φ'_p in funzione della resistenza alla punta misurata nel corso di una prova penetrometrica statica (CPT) ed dello stato tensionale efficace geostatico agente alla profondità di misura.

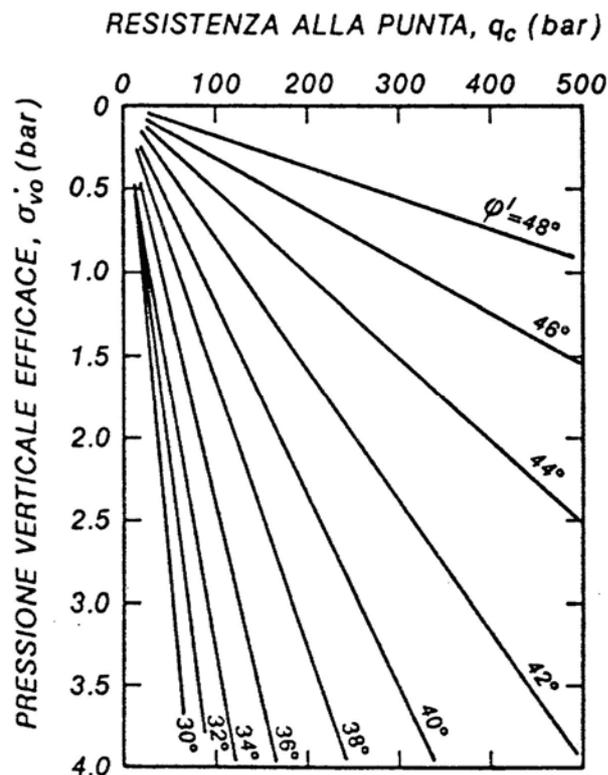


Figura 5. Abaco da Robertson e Campanella (1983).

L'angolo di resistenza al taglio a volume costante, φ'_{cv} è stato ricavato dai valori stimati di φ'_p , tramite la relazione di Bolton (1986):

$$(15) \quad \varphi'_p = \varphi'_{cv} + 3[D_R (10 - \ln p') - 1]$$

dove p' = pressione media a rottura, valutata in accordo a Flemming (1982).

La rigidità a piccole deformazioni ($\gamma < 0.001\%$) è stata determinata utilizzando le correlazioni empiriche tra il modulo di taglio a G_0 e q_t proposte da Rix e Stokoe (1992) e Shnaid et al. (2004), rispettivamente Eq. 14 e 15:

$$(16) \quad G_0 = 1634 q_t / (q_t / \sigma'_{v0}{}^{0.5})^{0.75}$$

$$(17) \quad G_0 = \alpha (q_t \sigma'_{v0} p_a)^{0.33}$$

dove:

p_a = pressione atmosferica;

α = coefficiente assunto cautelativamente pari a 110.

Infine il modulo confinato M è stato stimato secondo la correlazione proposta da Lunne e Christophersen (1983):

$$(18) \quad M = 4q_t \quad \text{per OCR} = 1 \text{ e } q_t < 10 \text{ MPa}$$

$$M = 2q_t + 20 \text{ (MPa)} \quad \text{per OCR} = 1 \text{ e } q_t < 50 \text{ MPa}$$

$$M = 120 \text{ (MPa)} \quad \text{per OCR} = 1 \text{ e } q_t > 50 \text{ MPa}$$

$$M = 45q_t \quad \text{per OCR} > 1 \text{ e } q_t < 50 \text{ MPa}$$

$$M = 250 \text{ (MPa)} \quad \text{per OCR} > 1 \text{ e } q_t > 50 \text{ MPa}$$

4.4.2 Caratterizzazione geotecnica da SPT

I terreni appartenenti alle unità litologiche individuate in corrispondenza di ogni sondaggio geognostico sono stati caratterizzati, in termini di parametri geotecnici di resistenza e deformabilità, utilizzando sia i risultati delle prove penetrometriche dinamiche, come di seguito descritto, sia i risultati delle prove di laboratorio, vedi paragrafo 4.4.4.

Terreni prevalentemente fini

La resistenza a taglio non drenata è stata stimata confrontando i risultati di tre correlazioni empiriche, Stroud (1988), Decourt (1989), Linee Guida AGI (1977), rispettivamente Eq. 17 e 18 e Tabella 4:

$$(19) \quad c_u = 4.5N_{60} \text{ (kPa)}$$

$$(20) \quad c_u = 10.5N_{60} \text{ (kPa)}$$

dove:

N_{60} = numero di colpi misurati durante una prova penetrometrica dinamica corretto in riferimento ad un rendimento del 60%.

N_{SPT} = numero di colpi misurati.

In questa sede, non disponendo del rendimento medio misurato, è stato assunto $N_{60} = N_{SPT}$, anche in accordo a Cestari (1996) secondo il quale la configurazione di prova correntemente adoperata in Italia ha un rendimento energetico circa del 60%.

Il modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 ($\gamma < 0.001\%$) è stato determinato utilizzando la correlazione empirica proposta da Shnaid et al. (2004):

$$(21) \quad G_0 = 450(N_{60} \sigma'_{v0} p_a^2)^{0.33} \quad \text{limite superiore per terreni non cementati}$$

$$G_0 = 200(N_{60} \sigma'_{v0} p_a^2)^{0.33} \quad \text{limite inferiore per terreni non cementati}$$

dove:

σ'_{v0} = tensione geostatica efficace agente alla profondità di misura;

p_a = pressione atmosferica.

Tabella 4.

N_{SPT}	c_u [kPa]
0 – 2	0 – 25
2 – 4	25 – 50
4 – 8	50 – 100
8 – 15	100 – 150
15 – 30	150 – 200
>30	>200

Terreni prevalentemente granulari

La densità relativa D_R è stata determinata in accordo alla correlazione proposta da Skempton (1986):

$$(22) \quad D_R = \left(\frac{(N_1)_{60}}{0.28\sigma'_{v0} + 27} \right)^{0.5}$$

dove:

$(N_1)_{60} = N_{60}C_N$ = numero di colpi misurati durante una prova penetrometrica dinamica corretto in riferimento ad un rendimento del 60% e normalizzato rispetto allo stato tensionale; In questa sede, non disponendo del rendimento medio misurato, è stato assunto $N_{60} = N_{SPT}$;

$C_N = (\sigma'_{v0}/p_a)^{-0.5}$ in accordo a Liao e Whitman (1985).

L'angolo di resistenza al taglio di picco φ'_p è stato stimato confrontando i risultati delle correlazioni empiriche proposte da Texeira (1996) e Hatanaka e Uchida (1996), Eq. 21 e 22 rispettivamente:

$$(23) \quad \varphi'_p = 15^\circ + [24(N_1)_{60}]^{0.5}$$

$$(24) \quad \varphi'_p = 20^\circ + [15.4(N_1)_{60}]^{0.5}$$

L'angolo di resistenza al taglio in condizioni di stato critico φ'_{cv} è stato assunto in accordo a Shnaid (2009), vedi Tabella 5.

Tabella 5. valori tipici di ϕ'_{cv} , Shnaid (2009).

Material	Bolton (1979)	Bolton (1979)	Robertson and Hughes (1986)
	ϕ'_p (degrees)	ϕ'_{cv} (degrees)	ϕ'_{cv} (degrees)
Dense, well-graded sand or gravel	55	35	40
Uniform, medium-dense/coarse sand	40	32	34-37
Dense, sandy silt with some clay	47	32	
Fine sand and sandy, silty clay	35	30	30-34
Clay-shale or partings	35	25	
Clay (London)	25	15	

4.4.3 Caratterizzazione geotecnica da DMT

I terreni appartenenti alle unità litologiche individuate in corrispondenza di ogni prova dilatometrica sono stati caratterizzati, in termini di parametri geotecnici di resistenza e deformabilità, come di seguito descritto.

Sia per i terreni prevalentemente fini che per quelli prevalentemente grossolani il modulo confinato M è stato stimato secondo la correlazione proposta da Marchetti (1980):

$$(25) \quad M_{DMT} = R_M E_D$$

$$\begin{aligned} \text{se } I_D \leq 0.6 & \quad R_M = 0.14 + 2.36 \log K_D \\ \text{se } I_D \geq 3 & \quad R_M = 0.5 + 2 \log K_D \\ \text{se } 0.6 < I_D < 3 & \quad R_M = R_{M0} + (2.5 - R_{M0}) \log K_D \\ \text{se } K_D > 10 & \quad R_M = 0.32 + 2.18 \log K_D \\ \text{se } R_M < 0.85 & \quad R_M = 0.85 \end{aligned}$$

dove:

R_M = coefficiente empirico variabile tra 1 e 3;

$R_{M0} = 0.14 + 0.15(I_D - 0.6)$;

I_D = indice dilatometrico;

$$K_D = \frac{p_0 - u_0}{\sigma'_{v0}} = \text{indice adimensionale delle tensioni laterali};$$

σ'_{v0} = tensione verticale efficace agente alla profondità considerata.

Il modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 ($\gamma < 0.001\%$) è stato ricavato, sia per terreni fini che grossolani, sulla base delle misure di velocità di propagazione delle onde di taglio V_S effettuate in sito con metodologia down-hole dalle prove SDMT.

Infatti, in accordo con la teoria elastica:

$$(26) \quad G_0 = \rho V_S^2$$

dove:

ρ = densità del terreno.

Terreni prevalentemente fini

La resistenza a taglio non drenata è stata ricavata utilizzando la correlazione proposta da Marchetti (1980):

$$(27) \quad c_u = 0.22\sigma'_{v0}(0.5K_D)^{1.25} \quad (K_D = 2 \text{ per } OCR = 1)$$

Il grado di sovraconsolidazione OCR è stato stimato come:

$$(28) \quad OCR = (0.5K_D)^{1.56}$$

Il coefficiente di spinta a riposo è stato stimato in accordo a Marchetti (1980):

$$(29) \quad K_0 = (K_D/1.5)^{0.47} - 0.6$$

Terreni prevalentemente granulari

L'angolo di resistenza al taglio di picco φ'_p è stato stimato in accordo alla correlazione proposta da Marchetti (2001):

$$(30) \quad \varphi'_p = 28^\circ + 14.6^\circ \log K_D - 2.1^\circ \log^2 K_D$$

La densità relativa D_R è stata stimata da K_D secondo la correlazione riportata in Figura 6.

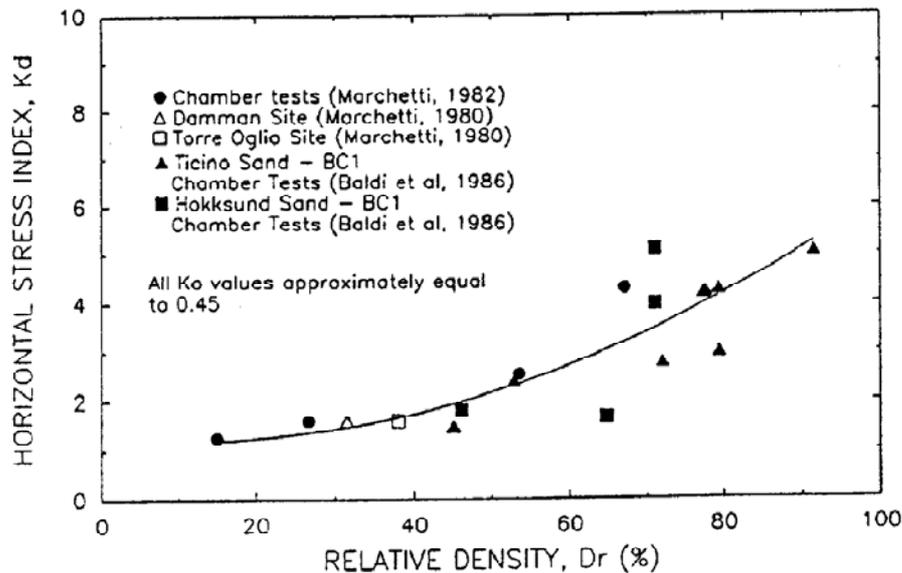


Figura 6. Correlation K_D - D_r for NC uncemented sands (after Reyna & Chameau 1991, also including Ohgishima and Kemigawa datapoints obtained by Tanaka & Tanaka 1998).

4.4.4 Caratterizzazione geotecnica da prove di laboratorio

Prove di classificazione e proprietà indice

Sulla base dei risultati delle analisi granulometriche effettuate sui campioni indisturbati e rimaneggiati prelevati in sito nel corso dei sondaggi geognostici, i terreni sono stati classificati litologicamente, seguendo la classificazione ASTM. Per i terreni fini sono state utilizzate anche le indicazioni sulla litologia fornite dalla carta di plasticità di Casagrande, che permette di definire la litologia di un terreno sulla base dei valori misurati del limite liquido LL e dell'indice plastico IP.

Dal confronto tra i valori dei limiti di Atterberg e del contenuto d'acqua naturale w_n è stato possibile stimare indicativamente la consistenza dei terreni fini. L'indice plastico IP è stato anche utilizzato per una stima indicativa dell'angolo di resistenza a taglio di

stato critico φ'_{cv} , secondo la correlazione proposta da Jamiolkowski et al. (1979) riportata in Figura 7.

Le prove di classificazione hanno infine permesso di definire il peso dell'unità di volume γ_n dei terreni analizzati.

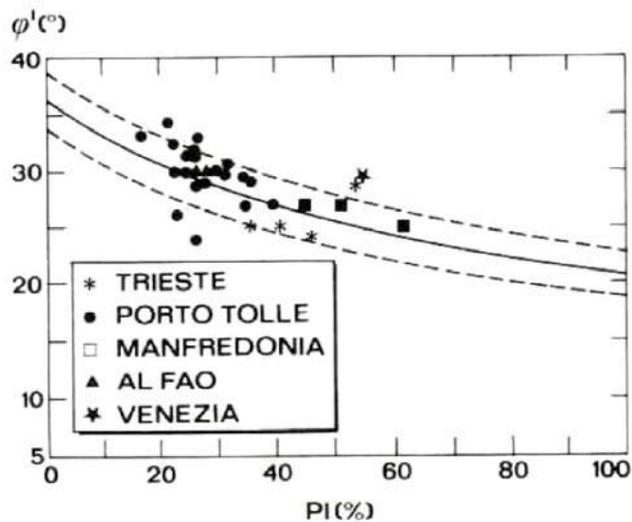


Figura 7. Angolo di resistenza al taglio, Jamiolkowski et al. (1979).

Prove meccaniche per definire i parametri di resistenza

Le prove di taglio diretto e le prove *triassiali* consolidate isotropicamente e anisotropicamente, a rottura drenata e non drenata, eseguite sui campioni indisturbati prelevati in sito sono state interpretate al fine di ricavare un angolo di resistenza al taglio in condizioni di picco, φ'_p ed un angolo di resistenza al taglio in condizioni di deformazioni elasto-plastiche a volume costante (stato critico) φ'_{cv} .

L'angolo φ'_p è stato dedotto interpolando analiticamente i punti di snervamento (nel piano $\tau-\sigma'$ per le prove di taglio e nei piano $t-s'$ e $q-p'$ per le prove triassiali) e associando alla pendenza α della retta d'interpolazione l'angolo φ'_p . In particolare:

- nel piano $\tau-\sigma'$ $\tan\alpha = \tan\varphi'_p$

- nel piano t-s': $\tan\alpha = \sin\varphi'_p$
- nel piano q-p': $\tan\alpha = 6\sin\varphi'_p / (3 + \sin\varphi'_p)$

dove:

τ = tensione tangenziale agente sul provino della prova di taglio diretto;

σ' = tensione normale agente sul provino della prova di taglio diretto;

t = semi-differenza delle tensioni principali massima (assiale) e minima (tensione in cella) agente sul provino triassiale;

s' = semi-somma delle tensioni principali massima e minima agente sul provino triassiale;

q = differenza delle tensioni principali massima e minima agente sul provino triassiale;

p' = pressione media agente sul provino triassiale.

Analogamente l'angolo φ'_{cv} è stato ricavato interpolando analiticamente i punti tensionali che hanno raggiunto le condizioni di stato di critico.

Le rette interpolatrici sono state tracciate imponendo intercetta nulla, ovvero assumendo implicitamente coesione nulla ($c' = 0$ – terreni non cementati).

Prove meccaniche per definire i parametri di deformabilità

Attraverso l'interpretazione delle prove *edometriche* condotte sui campioni indisturbati prelevati in sito sono stati determinati i parametri di deformabilità a grandi deformazioni dei terreni prevalentemente fini, in termini di rapporto di ricompressione RR, rapporto di compressione CR, rapporto di rigonfiamento SR, modulo edometrico M (calcolato in corrispondenza dello stato tensionale di sito in condizioni di campo libero), coefficiente di consolidazione primaria c_v e indice di compressione secondaria c_{α} .

L'interpretazione grafica (costruzione di Casagrande) dei risultati di ogni prova edometrica condotta ha consentito di determinare la tensione di preconsolidazione σ'_p ed il grado di sovraconsolidazione OCR.

Dall'interpretazione delle prove edometriche è stato possibile desumere anche la permeabilità dei terreni in corrispondenza dello stato tensionale di sito in condizioni di campo libero.

Attraverso l'interpretazione delle prove di *colonna risonante* eseguite su campioni indisturbati prelevati in sito sono stati determinati il modulo di rigidezza a taglio G_0 a piccole deformazioni in corrispondenza della tensione di prova e le curve di decadimento del modulo G .

Dal valore di G_0 misurato è stato ricavato il valore di G_0 alla tensione di sito, utilizzando l'Equazione 29:

$$(31) \quad G_0 = C_G e^{-0.5} (p'/p_a)^{0.5}$$

dove:

C_G = parametro dipendente dal tipo di terreno tarato in base al valore di G_0 misurato;

e = indice dei vuoti;

p' = pressione media;

p_a = pressione atmosferica

Curve di decadimento del modulo di taglio e curve del damping

L'interpretazione delle prove di colonna risonante ha consentito di definire le curve normalizzate (G/G_0) di decadimento del modulo di taglio G e le curve di incremento del damping D , per alcuni dei litotipi presenti lungo il tracciato, come rappresentato nelle Figure 7 e 8 (in cui i valori di G e di D sono rappresentati in funzione della deformazione a taglio). Tali curve permettono, per le diverse tipologie di opere

geotecniche presenti lungo il tracciato autostradale, di determinare il modulo di rigidità con cui svolgere il calcolo delle deformazioni indotte, in funzione del livello di deformazione o spostamento indotto dall'opera in esame.

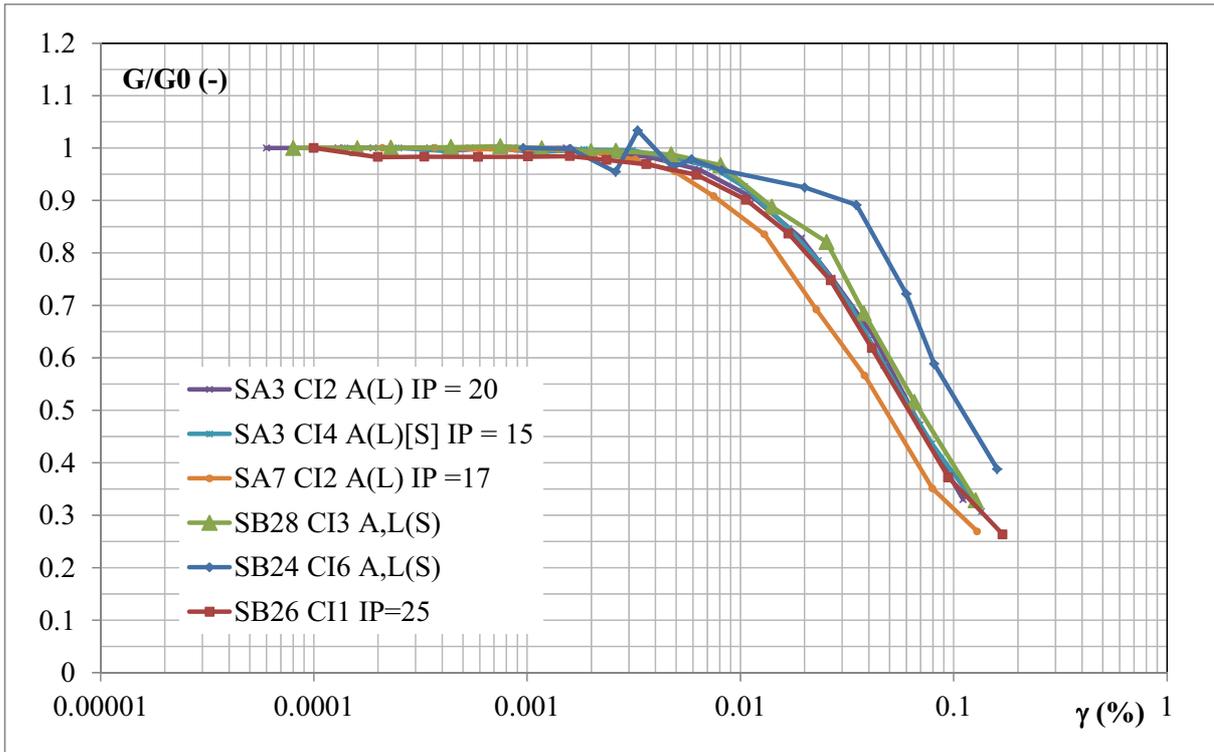


Figura 7. Curve di decadimento del modulo di taglio G normalizzato rispetto a G_0 .

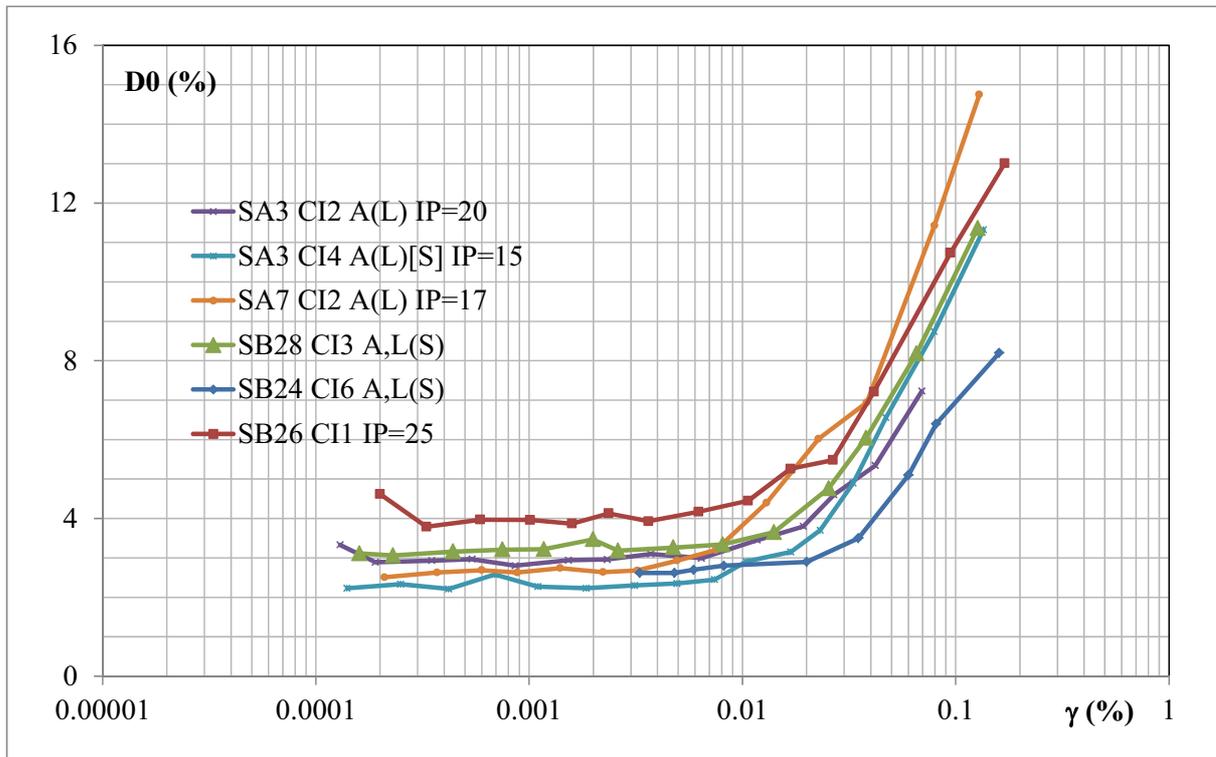


Figura 8. Curve di incremento del damping D.

4.4.5 Permeabilità da prove in sito

Sulla base dei risultati delle prove di permeabilità realizzate in foro di sondaggio (prove Lefranc condotte a carico idraulico variabile per immissione) è stata determinato il coefficiente di permeabilità in sito dei terreni dell'unità litologica all'interno della quale la prova è stata effettuata.

5. MODELLO GEOTECNICO

Per tutte le opere riportate in Tabella 6, è stato elaborato un modello geotecnico, utilizzando e confrontando i risultati delle elaborazioni di tutte le prove di sito realizzate nelle immediate vicinanze dell'opera e delle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati in sito.

Tabella 6. Opere d'arte.

SC001	PONTE sul F. Reale L= 14,98 m
SC002	PONTE Marina L= 26,20 m
SC004	PONTE sul torrente Bisenzio L= 26,20 m
VI001	VIADOTTO L= 30,00 m strada vicinale Goraccia, fosso di Iolo, sottovia argine del fosso
SC005	PONTE Torrente Bagnolo Bardena L= 25,00 m
VI002	VIADOTTO L= 41 m Torrente Calice
ST001	SOTTOVIA Strada comunale Cantone L=15,80 - 16,50 m
ST005	SOTTOVIA SS 325 L=20,00 m
ST006	SOTTOVIA di svincolo Prato EST L=14,30 m
ST008	SOTTOVIA Via Roma L=12,00 m
ST010	SOTTOVIA L= 9,00 m Via XI Settembre
ST009	SOTTOVIA nuovo PRG L=16,00 m
ST011	SOTTOVIA strada Campestre L=10,20 m
ST015	SOTTOVIA II Tangenziale Ovest di Prato L=21,30 m
ST012	SOTTOVIA SR 66 L=13,86 m Pr. Km 25+231
ST014	SOTTOVIA Via Bonellina L=12,20 m
ST013	SOTTOVIA Via Bonellina bis L=12,60 m
	PK 2+022 OP. 15 Sottovia sp.
	PK 2+628-2+731 OP. 20-21 Ponticello Fosso Gavina, Sottovia strada vicinale Lunga
ST002	PK 5+350-5+457 OP. 40-42 Sottovia, Sottovia Via di Limite
	PK 5+798 OP. 44-45 Ponticello nuovo Garille
ST004	PK 7+483 OP.59 Sottovia via Pantano
SC003	PK 7+200 OP. 56-57 Sottovia Via Fibbiana e Ponticello
	PK 8+017 OP. 62 Ponticello sp. (gora Ciliegio)
	PK 9+233 OP.70 Sottovia Strada Vicinale Maiana
	PK 10+585 OP. 79 Ponticello Gora di Castelnuovo
	PK 11+436 OP. 86 Sottovia via Lunga di Cafaggio
ST007	PK 11+719-11+623 OP. 87-88 Prolungamento ponticello - Sottovia Via del Ferro
	PK 17+180 OP. 123 Prolungamento Fosso Ficarello
	PK 17+642-17+916 OP. 131 Prolungamento sottovia Strada vicinale Calicino
	PK 18+691 OP.137&136BIS Sottovia via Ferrucci & prolungamento tombino
SC006	ST014 PK 20+870 OP.151&152 Ampliamento ponticello & prolungamento sottovia
	PK 21+173 OP.154 Prolungamento ponticello

 ingegneria europea	AUTOSTRADA (A11) FIRENZE PISA NORD
	Ampliamento alla terza corsia del tratto Firenze - Pistoia
	Relazione geotecnica

	PK 22+300 - casello
	PK 25+070 OP. 176 Prolungamento sottovia Strada Vicinale dei Lezzi
	PK 26+436 OP.181 Prolungamento ponticello fosso Brusignano
	pk 27 +700 OP.188 Cavalcavia svincolo Pistoia
CV001	NUOVO CAVALCAVIA Via dei Giunchi Progr. Km 1+175
CV002	NUOVO CAVALCAVIA via vicinale Pantano Progr. Km 3+338
	CAVALCAVIA svincolo Firenze Nord Progr. Km 4+605
	CAVALCAVIA Autostrada A1 Progr. Km 4+929
CV005	NUOVO CAVALCAVIA Interconnessione A1-A11 L=12 m Progr. Km 5+002
	CAVALCAVIA Via Salvador Allende Progr. Km 5+248
CV007	NUOVO CAVALCAVIA SP8 Via S. Quirico L= 13,50 Progr. Km 6+696
CV008	NUOVO CAVALCAVIA Via delle Fonti L= 13,50 Progr. Km 10+209
CV009	NUOVO CAVALCAVIA Via del Lazzaretto L= 13,50 Progr. Km 10+884
CV010	NUOVO CAVALCAVIA Via del Mulinuzzo L= 13,50 Progr. Km 12+960
CV011	NUOVO CAVALCAVIA Via dei Fossi L= 13,50 Progr. Km 13+151
CV012	NUOVO CAVALCAVIA Via delle Pollative L= 13,50 Progr. Km 13+920
CV013	NUOVO CAVALCAVIA Via Traversa le Caserane L= 13,50 Progr. Km 16+267
CV014	NUOVO CAVALCAVIA Via dei Trebbi L= 13,50 Progr. Km 16+611
CV015	NUOVO CAVALCAVIA Via Selva L= 12,00 Progr. Km 19+360
CV016	NUOVO CAVALCAVIA Via Giacomo Matteotti L= 12,00 Progr. Km 20+266
CV017	NUOVO CAVALCAVIA Via Mosino L= 9,00 Progr. Km 21+510
CV018	NUOVO CAVALCAVIA svincolo Pistoia Est pr. Km 21+945
CV019	NUOVO CAVALCAVIA nuovo collegamento tra Via Fiorentina e Via Nuova Pratese L= 13,50 Progr. Km 22+327
CV020	NUOVO CAVALCAVIA Via Romito e Serpe L= 9,50 Progr. Km 23+340
CV021	NUOVO CAVALCAVIA Via Capanne di Canapale L= 12,00 Progr. Km 24+682

Il modello geotecnico riporta per le unità litostratigrafiche individuate nel sito in esame i valori medi dei seguenti parametri, determinati (laddove è stato possibile) come descritto nel paragrafo 4:

γ_n = peso dell'unità di volume naturale;

w_n = contenuto d'acqua naturale;

σ'_v = tensione verticale efficace;

OCR = grado di sovraconsolidazione;

N_{SPT} = resistenza penetrometrica dinamica;

q_t = resistenza alla punta da CPTU;

D_R = densità relativa;

c_u = resistenza non drenata;

φ'_p = angolo di resistenza al taglio di picco;

φ'_{cv} = angolo di resistenza al taglio a volume costante;

G_0 = modulo di rigidezza a taglio a piccole deformazioni;

E_0 = modulo di Young a piccole deformazioni;

E_{u0} = modulo di Young non drenato a piccole deformazioni;

M = modulo confinato/edometrico;

c_v = coefficiente di consolidazione primaria;

c_α = coefficiente di consolidazione secondaria;

k = permeabilità;

RR = rapporto di ricomprensione;

CR = rapporto di compressione;

SR = rapporto di scarico;

I valori del modulo di Young a piccole deformazioni, E'_0 e, per i terreni prevalentemente a grana fine, del modulo di Young in condizioni non drenate a piccole deformazioni, E_{u0} , sono stati desunti dal valore G_0 , stimato come descritto nel paragrafo 4, secondo le espressioni che seguono:

$$(32) \quad E'_0 = 2(1+\nu')G_0$$

$$(33) \quad E_{u0} = 3G_0$$

dove:

ν' = rapporto di Poisson, assunto pari a 0.2.

Il modello geotecnico riporta anche la classificazione sismica dei terreni presenti in corrispondenza di ogni opera di Tabella 6. In accordo alla normativa tecnica vigente,

i terreni sono stati classificati sulla base della natura e dello stato di addensamento dei depositi presenti, del valore della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m di profondità (Eq. 34), della resistenza penetrometrica dinamica equivalente entro i primi 30 m di profondità (Eq. 35) e della resistenza non drenata equivalente entro i primi 30 m di profondità (Eq. 36):

$$(34) \quad V_{S,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_{si}}}$$

$$(35) \quad N_{SPT,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,M} \frac{h_i}{N_{SPT,i}}}$$

$$(36) \quad c_{U,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,K} \frac{h_i}{c_{u,i}}}$$

dove:

h_i = spessore dello strato i -esimo;

$V_{S,i}$ = velocità di propagazione delle onde di taglio misurata nello strato i -esimo;

$N_{SPT,i}$ numero di colpi N_{SPT} nell' i -esimo strato;

$c_{u,i}$ resistenza non drenata nell' i -esimo strato;

N numero di strati compresi nei primi 30 m di profondità;

M numero di strati di terreni a grana grossa compresi nei primi 30 m di profondità;

K numero di strati di terreni a grana fina compresi nei primi 30 m di profondità.

In base ai valori della $V_{S,30}$, della $N_{SPT,30}$ e della $c_{u,30}$ la norma definisce le classi di sottosuolo elencate in Tabella 7, cui corrispondono determinati valori del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s , con cui moltiplicare l'accelerazione massima su suolo di riferimento rigido a_g per ottenere l'accelerazione sismica di progetto a_{max}

(essendo l'area in esame pianeggiante per tutti i siti analizzati è stato assunto un coefficiente di amplificazione topografica $S_T = 1$). In tutti i siti analizzati i terreni presenti sono risultati appartenere alle categorie di sottosuolo C e, sporadicamente D. In Tabella 8 sono riportati, per i vari comuni interessati dal tracciato, i corrispondenti coefficienti di amplificazione S_S , con riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita.

Occorre evidenziare che in assenza di misure dirette della V_S , disponibili solo in 4 siti analizzati, la velocità di propagazione delle onde di taglio è stata derivata dal modulo di rigidità a taglio a piccole deformazioni, secondo l'Eq. 26.

In allegato 1 sono riportati, per tutte le opere oggetto studio, i relativi modelli geotecnici; a corredo sono riportate anche delle schede di sintesi contenenti i risultati delle elaborazioni di tutte le prove di sito e di laboratorio interpretate per derivare ogni modello geotecnico.

Tabella 7 – Categorie di sottosuolo.

Categoria	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di $V_{S,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{S,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/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 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{S,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/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 di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, 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 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_S > 800$ m/s).
S1	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{S,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente

 ingegneria europea	AUTOSTRADA (A11) FIRENZE PISA NORD
	Ampliamento alla terza corsia del tratto Firenze - Pistoia
	Relazione geotecnica

	organiche.
S2	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Tabella 8. Coefficienti di amplificazione stratigrafica.

Comune	STATO LIMITE	P_{VR} [%]	T_R [anni]	a_g [g]	$S_{S,C}$ [-]	$S_{S,D}$ [s]
Firenze	SLV	10	949	0.166	1.462	1.8
Campi Bisenzio				0.167	1.461	1.8
Sesto Fiorentino				0.172	1.454	1.784
Prato				0.181	1.44	1.749
Agliana				0.187	1.432	1.73
Pistoia				0.194	1.423	1.707

5.1. Macro-zone stratigraficamente omogenee

Lungo il tracciato autostradale oggetto della presente relazione sono state individuate due unità stratigrafiche principali che rappresentano macroscopicamente i terreni presenti: l'unità A costituita da terreni prevalentemente a grana fine (argille, argille limose, limi argillosi, limi sabbiosi) e l'unità B costituita da terreni prevalentemente grossolani (sabbia, sabbie limose e sabbie ghiaiose). Tali unità sono state suddivise lungo il tracciato in 6 macro-zone, omogenee dal punto di vista della sequenza litostratigrafica; Nelle Tabelle dalla 9 alla 14 sono sintetizzate le proprietà meccaniche specifiche di ciascuna unità all'interno di una macro-zona.

Tabella 9. Caratteristiche meccaniche delle unità A nella macro-zona 1

Zona omogenea 1		da km 0 a 7+700
Unità		A
γ_n	[kN/m ³]	19.2 + 0.7
N_{SPT}	[colpi/30cm]	8+1.1*z
ϕ'_{cv}	[°]	26.4 + 2.2
c'	[kPa]	0
q_t	[MPa]	1.5 - 2
c_u	[kPa]	30+7*z
OCR	[-]	(10 - 0.3*z) ≥ 1
k_0	[-]	(1-sin ϕ')·OCR ^{0.5}

 spea <small>autostrade</small>	ingegneria europea	AUTOSTRADA (A11) FIRENZE PISA NORD
		Ampliamento alla terza corsia del tratto Firenze - Pistoia
		Relazione geotecnica

M	[MPa]	10-30
c_α	[%]	non disponibile
k	[m/s]	5E-07 – 1E-10
c_v	[cm²/s]	non disponibile
G₀	[MPa]	20+25*Z ^{0.5}

Tabella 10. Caratteristiche meccaniche delle unità A e B nella macro-zona 2

Zona omogenea 2		da km 7+700 a 9+500
Unità		A
γ _n	[kN/m ³]	19.2 ± 1
N _{SPT}	[colpi/30cm]	5+1*z
φ' _{cv}	[°]	26.7 ± 2.2
c'	[kPa]	0
q _t	[MPa]	non disponibile
c _u	[kPa]	30+6.5*z
OCR	[-]	(3 - 0.1*z) ≥ 1
k ₀	[-]	(1-sinφ')·OCR ^{0.5}
M	[MPa]	5-25
c _α	[%]	0.01
k	[m/s]	4E-07– 1E-10
c _v	[cm ² /s]	9E-04
G ₀	[MPa]	20+25*Z ^{0.5}
Unità		B
γ _n	[kN/m ³]	18.4 ± 0.7
N _{SPT}	[colpi/30cm]	30
φ' _{cv}	[°]	34 ± 1.5
c'	[kPa]	0
q _t	[MPa]	20
D _R	[kPa]	60-40
k ₀	[-]	(1-sinφ')
k	[m/s]	non disponibile
G ₀	[MPa]	100-120

Tabella 11. Caratteristiche meccaniche delle unità A e B nella macro-zona 3

Zona omogenea 3		da km 9+500 a 16+500
Unità		A
γ _n	[kN/m ³]	19.2 ± 0.8

N_{SPT}	[colpi/30cm]	$8+1.1*z$
ϕ'_{cv}	[°]	27 ± 1.7
c'	[kPa]	0
q_t	[MPa]	1-2
c_u	[kPa]	$50+4*z$
OCR	[-]	$(4 - 0.15*z) \geq 1$
k_0	[-]	$(1-\sin\phi') \cdot OCR^{0.5}$
M	[MPa]	7-30
c_α	[%]	0.006
k	[m/s]	2E-10
c_v	[cm ² /s]	1.00E-03
G_0	[MPa]	$20+25*z^{0.5}$
Unità		B
γ_n	[kN/m ³]	18.8 ± 0.8
N_{SPT}	[colpi/30cm]	$10+1.5*z$
ϕ'_{cv}	[°]	34 ± 1.5
c'	[kPa]	0
q_t	[MPa]	9-12 per $z < 15$ m
D_R	[kPa]	60-40
k_0	[-]	$(1-\sin\phi')$
k	[m/s]	5E-05
G_0	[MPa]	$30+25*z^{0.5}$

Tabella 12. Caratteristiche meccaniche delle unità A e B nella macro-zona 4

Zona omogenea 4		da km 16+500 a 19+800
Unità		A
γ_n	[kN/m ³]	19.7 ± 0.35
N_{SPT}	[colpi/30cm]	10-20
ϕ'_{cv}	[°]	25.6 ± 1.3
c'	[kPa]	0
q_t	[MPa]	0.7-2.5
c_u	[kPa]	$50+4*z$
OCR	[-]	$(6 - 0.33*z) \geq 1$
k_0	[-]	$(1-\sin\phi') \cdot OCR^{0.5}$
M	[MPa]	20-10
c_α	[%]	0.038
k	[m/s]	2E-09
c_v	[cm ² /s]	2.00E-03

G_0	[MPa]	$40+20 \cdot z^{0.4}$
Unità		B
γ_n	[kN/m ³]	18.6 ± 0.9
N_{SPT}	[colpi/30cm]	15-25
ϕ'_{cv}	[°]	33 ± 2
c'	[kPa]	0
q_t	[MPa]	5-18
D_R	[kPa]	70-40
k_0	[-]	$(1 - \sin \phi')$
k	[m/s]	3.00E-05
G_0	[MPa]	$30+20 \cdot z^{0.5}$

Tabella 13. Caratteristiche meccaniche delle unità A e B nella macro-zona 5

Zona omogenea 5		da km 19+800 a 21+300
Unità		A
γ_n	[kN/m ³]	18.7 ± 0.8
N_{SPT}	[colpi/30cm]	$8+1.1 \cdot z$
ϕ'_{cv}	[°]	27 ± 1.8
c'	[kPa]	0
q_t	[MPa]	0.8-1.5
c_u	[kPa]	$40+4 \cdot z$
OCR	[-]	$(6 - 0.2 \cdot z) \geq 1$
k_0	[-]	$(1 - \sin \phi') \cdot OCR^{0.5}$
M	[MPa]	5-30
c_α	[%]	non disponibile
k	[m/s]	7.50E-07– 1E-10
c_v	[cm ² /s]	non disponibile
G_0	[MPa]	$20+20 \cdot z^{0.5}$

Tabella 14. Caratteristiche meccaniche delle unità A e B nella macro-zona 6

Zona omogenea 6		da km 21+300 a 27+700
Unità		A
γ_n	[kN/m ³]	19.4 ± 0.6
N_{SPT}	[colpi/30cm]	$8+1.1 \cdot z$
ϕ'_{cv}	[°]	27.4 ± 1.8
c'	[kPa]	0
q_t	[MPa]	0.8-3.5

c_u	[kPa]	$50+4*z$
OCR	[-]	$(6 - 0.2*z) \geq 1$
k_0	[-]	$(1 - \sin \varphi') \cdot OCR^{0.5}$
M	[MPa]	5-30
c_α	[%]	0.02
k	[m/s]	2E-07– 1E-10
c_v	[cm ² /s]	1.10E-03
G_0	[MPa]	$20+20*z^{0.5}$
Unità		B
γ_n	[kN/m ³]	18.5 ± 0.8
N_{SPT}	[colpi/30cm]	10+1.5*z
φ'_{cv}	[°]	31.8 ± 1.6
c'	[kPa]	0
q_t	[MPa]	3-20
D_R	[kPa]	40-70
k_0	[-]	$(1 - \sin \varphi')$
k	[m/s]	7E-06
G_0	[MPa]	$30+20*z^{0.5}$

6. SUSCETTIBILITÀ A LIQUEFAZIONE

6.1. Generale

Secondo quanto previsto dalla normativa tecnica vigente, in alcune zone interessate dal tracciato autostradale in oggetto non è possibile escludere la possibilità di occorrenza del fenomeno della liquefazione, a causa sia della presenza di strati di terreno sabbioso sottofalda entro i primi 20 m di profondità da p.c., sia degli elevati valori di accelerazione massima attesa. Anche se dai valori di disaggregazione dei valori di a_g con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni forniti da INGV (di cui è riportato un esempio in Tabella 15) risulta che il terremoto più probabile per l'area in esame ha magnitudo M leggermente inferiore a 5, si è scelto cautelativamente di assumere una magnitudo di progetto $M=5$ e di verificare la stabilità nei confronti della liquefazione.

In tutti i siti analizzati in cui il terreno di fondazione comprende strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda entro i primi 20 m di profondità da p.c. è stato quindi necessario valutare il coefficiente di sicurezza alla liquefazione alle profondità in cui sono presenti i terreni potenzialmente liquefacibili.

Le verifiche di suscettibilità a liquefazione dei terreni sono state condotte calcolando l'azione sismica di input, a_{max} in funzione dell'accelerazione massima su affioramento rigido, a_g prevista dalla normativa vigente per lo stato limite di salvaguardia della vita SLV per i comuni interessati dal tracciato e della categoria di sottosuolo (Tabelle 3 e 8), ovvero $a_{max} = S_s a_g$ ($S_T = 1$). I valori di S_s introdotti nel calcolo di a_{max} variano a secondo dell'ubicazione di ogni sito in esame e della categoria sismica dei terreni di fondazione (vedi Allegato 1).

Tabella 15. Disaggregazione dei valori di a_g con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni.

Distanza in km	Disaggregazione del valore di $a(g)$ con probabilità di eccedenza del 10% in 50 anni (Coordinate del punto lat: 43.7652, lon: 11.3441, ID: 20060)										
	Magnitudo										
	3,5-4,0	4,0-4,5	4,5-5,0	5,0-5,5	5,5-6,0	6,0-6,5	6,5-7,0	7,0-7,5	7,5-8,0	8,0-8,5	8,5-9,0
0-10	0.000	19.900	24.900	7.690	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10-20	0.000	4.980	10.800	7.380	2.640	1.610	0.214	0.000	0.000	0.000	0.000
20-30	0.000	0.193	2.270	3.960	3.400	2.690	0.416	0.000	0.000	0.000	0.000
30-40	0.000	0.000	0.047	1.140	1.790	1.520	0.272	0.000	0.000	0.000	0.000
40-50	0.000	0.000	0.000	0.207	0.752	0.470	0.097	0.000	0.000	0.000	0.000
50-60	0.000	0.000	0.000	0.006	0.193	0.181	0.040	0.000	0.000	0.000	0.000
60-70	0.000	0.000	0.000	0.000	0.020	0.095	0.010	0.000	0.000	0.000	0.000
70-80	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.041	0.005	0.000	0.000	0.000	0.000
80-90	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.013	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000
90-100	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
100-110	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
110-120	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
120-130	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
130-140	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
140-150	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
150-160	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
160-170	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
170-180	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
180-190	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
190-200	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Valori medi		
Magnitudo	Distanza	Epsilon
4.950	12.600	1.150

Le verifiche a liquefazione sono state eseguite utilizzando un metodo di tipo semplificato. Il grado di sicurezza nei confronti della liquefazione ad una generica profondità z è stato valutato in termini di coefficiente di sicurezza FS, definito come rapporto tra la resistenza disponibile alla liquefazione a quella profondità e la corrispondente sollecitazione indotta dall'azione sismica, entrambe normalizzate rispetto allo stato tensionale:

$$(37) \quad FS = \frac{CRR}{CSR} = \frac{\frac{\tau_L}{\sigma'_{v0}}}{\frac{\tau_S}{\sigma'_{v0}}}$$

dove:

τ_L = tensione tangenziale necessaria per causare la liquefazione del terreno in sito alla profondità z di interesse (stato di sforzo critico associato alla condizione di liquefazione o al manifestarsi di grandi deformazioni plastiche);

CRR = rapporto di resistenza ciclica alla profondità z;

σ'_{v0} = tensione verticale efficace agente alla profondità z;

τ_S = tensione tangenziale ciclica che il terremoto induce nel terreno alla profondità z;

CSR = rapporto di sollecitazione ciclica alla profondità z.

Se $FS < 1$, il terreno alla profondità z è potenzialmente liquefacibile.

Per la determinazione del profilo del rapporto CSR con la profondità è stato seguito il metodo proposto da Seed e Idriss (1970) basato sul modello di colonna di terreno saturo di sezione unitaria che oscilla come un corpo rigido sotto l'azione di un terremoto, dal quale risulta che:

$$(38) \quad CSR(z) = 0.65 \cdot S \cdot \frac{a_g}{g} \cdot \frac{\sigma_{v0}(z)}{\sigma'_{v0}(z)} \cdot r_d$$

dove:

$S = S_S S_T = S_S$ = coefficiente di amplificazione stratigrafica dell'azione sismica;

a_g = accelerazione orizzontale massima su suolo di riferimento;

g = accelerazione di gravità;

σ_{v0} , σ'_{v0} = tensione verticale totale ed efficace agente alla profondità z;

$r_d = 1 - 0.015z$ (z in m) = fattore empirico riduttivo degli sforzi di taglio con la profondità per tener conto della decrescente deformabilità della colonna di terreno.

Il rapporto di resistenza ciclica CRR, è stato determinato seguendo delle metodologie semplificate elaborate sulla base di osservazioni sul comportamento dei depositi sabbiosi durante eventi sismici con magnitudo $M = 7.5$ ($CRR_{7.5}$). Per eventi di magnitudo diversa occorre ricondurre il rapporto di resistenza ciclica a quello equivalente di un terremoto di magnitudo M attraverso la relazione seguente:

$$(39) \quad FS(z) = [CRR_{7.5}(z) / CSR(z)] \cdot MSF$$

Nel caso in esame, essendo la magnitudo di progetto $M=5$, è stato necessario valutare il valore del coefficiente correttivo MSF, che seguendo il metodo proposto da Idriss e Boulanger (2004):

$$(40) \quad MSF = 6.9 \exp(-M/4) - 0.058, \quad MSF \leq 1.8$$

è risultato $MSF = 1.8$.

Per la determinazione del rapporto $CRR_{7.5}$ con la profondità sono state seguite due metodologie, come descritto nel seguito.

6.2 Verifiche da prova penetrometrica statica

Il rapporto di resistenza ciclica CRR è stato ricavato utilizzando il metodo di Robertson e Wride (1997) nella versione aggiornata (Robertson 2004). Secondo tale metodo, basato su una serie di osservazioni sperimentali relative a terremoti di magnitudo $M=7.5$, il rapporto di resistenza ciclica $CRR_{7.5}$ alla profondità z può essere stimato in funzione della resistenza alla punta misurato da prove penetrometriche statiche, seguendo la procedura iterativa rappresentata nel diagramma di Figura 9. La procedura iterativa di calcolo tiene conto anche del fatto che non tutti i terreni sono liquefacibili. Il valore assunto dall'indice di classificazione del terreno I_c (funzione della resistenza alla punta e dell'attrito laterale misurati da prove penetrometriche statiche) rappresenta, nel metodo di Robertson e Wride, una soglia tra i terreni considerati potenzialmente liquefacibili ($I_c < 2.6$ – sabbie in matrice fine, sabbie limose, sabbie pulite, sabbie ghiaiose) da quelli non liquefacibili ($I_c > 2.6$ – limi argillosi, argille limose, argille), i quali vengono esclusi dalla verifica.

Attraverso la procedura iterativa di calcolo è stato valutato il profilo con la profondità $CRR_{7.5}(z)$; il profilo con la profondità del fattore di sicurezza $FS(z)$ è stato quindi dedotto utilizzando l'Eq. 39.

Una volta determinato $FS(z)$ in corrispondenza di ogni verticale penetrometrica oggetto di analisi, il corrispondente livello di rischio connesso alla suscettibilità a liquefazione è stato quantificato calcolando l'indice del potenziale di liquefazione IL , secondo la formulazione di Iwasaki et al. (1982):

$$(41) \quad IL = \int_{z=0}^{z=20} F(z) \cdot w(z) dz$$

dove:

z = profondità dal piano campagna in metri;

$w(z) = 10 - 0.5z$ con $z < 20$ m;

$F(z) = 1 - FS(z)$ se $FS(z) < 1$, $F(z) = 0$ altrimenti.

L'integrale è stato calcolato fino a 20 m di profondità perché si ritiene convenzionalmente che oltre questa profondità gli effetti della liquefazione siano trascurabili. Il livello di rischio connesso al verificarsi del fenomeno della liquefazione è stato quantificato sulla base del valore assunto da IL :

- se $IL < 5$ il potenziale di rottura è basso;
- se $5 \leq IL < 15$ il potenziale di rottura è elevato;
- se $IL \geq 15$ il potenziale di rottura è estremamente elevato.

Le verifiche a liquefazione da prova penetrometrica statica sono state eseguite solo per i siti caratterizzati nel sottosuolo dalla presenza di strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda. In Tabella 16 sono riportati l'elenco delle prove penetrometriche statiche per le quali è stata condotta la verifica a liquefazione ed i risultati delle stesse.

Il livello di rischio connesso al verificarsi del fenomeno della liquefazione è risultato basso o assente in tutti i siti analizzati. In Allegato 2 sono riportati i risultati di tutte le verifiche effettuate.

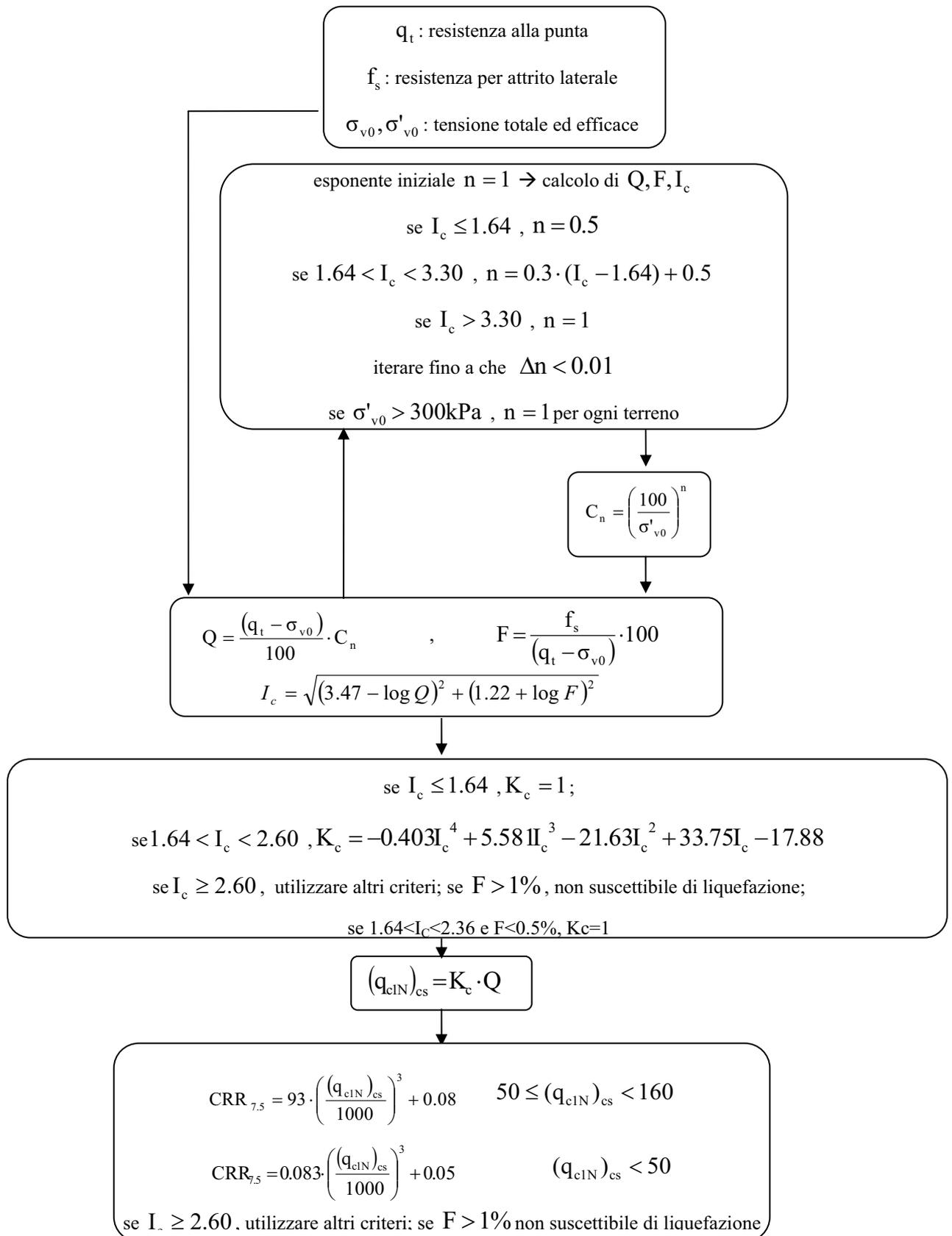


Figura 9. Procedura per la valutazione del rapporto di resistenza ciclica $CRR_{7.5}$ da prova penetrometrica statica.

Tabella 16 – Risultati delle verifiche a liquefazione da prova penetrometrica statica.

Prova	IL [-]	Livello di rischio
CPTU24	0.2*	basso
CPTU4A	0.7	basso
CPTU5A	0.85	basso
CPTU3B	0.03*	basso
CPTU4B	0*	basso
CPTU5B	0.13*	basso
CPTU6B	0.25	basso
CPTU9B	0.8*	basso
CPTU10B	0.2*	basso

* limite inferiore (la prova non raggiunge $z = 20$ m)

6.3 Verifiche da prova penetrometrica dinamica

Il rapporto di resistenza ciclica CRR è stato ricavato, in corrispondenza di ogni punto di misura, utilizzando il metodo di calcolo proposto dalle Linee Guida AGI (2005), basato su una serie di osservazioni sperimentali relative a terremoti di magnitudo $M=7.5$.

La resistenza penetrometrica N_{SPT} è stata ricondotta ad un valore normalizzato e corretto $(N_1)_{60}$ mediante la seguente correlazione:

$$(42) \quad (N_1)_{60} = N_{SPT} C_N C_E C_B C_R C_S$$

dove: C_N , C_E , C_B , C_R , C_S sono fattori correttivi di seguito descritti.

Il fattore correttivo per tener conto dell'influenza della tensione verticale efficace C_N è stato ricavato per via iterativa seguendo la relazione di Boulanger & Idriss (2004):

$$(43) \quad C_N = (p_a / \sigma'_{v0})^{0.784 - 0.0768 \sqrt{(N_1)_{60}}} \quad C_N < 1.7$$

Il fattore correttivo per considerare il rendimento energetico C_E può essere assunto pari a 1. I coefficienti C_B (fattore correttivo per le dimensioni foro di sondaggio), C_R (fattore correttivo per la lunghezza delle aste della macchina esecutrice), C_S (fattore correttivo per il tipo di attrezzo campionatore), in assenza delle specifiche informazioni possono essere assunti pari all'unità.

Le resistenza penetrometrica normalizzata è stata poi riportata ad un valore equivalente per sabbie pulite attraverso la relazione di Idriss e Boulanger (2004):

$$(44) \quad (N_1)_{60cs} = (N_1)_{60} + \exp[1.63 + 9.7/FC - (15.7/FC)^2]$$

La resistenza ciclica a liquefazione è stata infine espressa secondo le indicazioni di Idriss e Boulanger (2004) come:

$$(45) \quad CRR_{7.5} = \exp[(N_1)_{60cs}/14.1 + ((N_1)_{60cs}/126)^2 - ((N_1)_{60cs}/23.6)^3 + ((N_1)_{60cs}/25.4)^4 - 2.8]$$

Il fattore di sicurezza FS alla profondità di misura è stato quindi dedotto utilizzando l'Eq. 39. Le verifiche a liquefazione da prova penetrometrica dinamica sono state eseguite solo per i siti caratterizzati nel sottosuolo dalla presenza di strati estesi o lenti spesse di sabbie sciolte sotto falda.

Il livello di rischio connesso al verificarsi del fenomeno della liquefazione è risultato basso o assente in tutti i siti analizzati.

In allegato 2 sono riportati i risultati di tutte le verifiche effettuate.

7. VERIFICA DI STABILITÀ DEI RILEVATI

7.1 Generalità

Le verifiche di stabilità dei rilevati sono state condotte, in accordo alle prescrizioni normative relative alle opere di materiali sciolti, in riferimento allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (GEO), come descritto di seguito.

Approccio 1 – Combinazione 2 – SLV, Verifiche statiche

$$- A2+M2+R2: \quad \gamma_G G + \gamma_Q Q$$

Approccio 1 – Combinazione 2 – SLV, Verifiche sismiche

$$- A2+M2+R2: \quad G + \psi Q + E$$

I coefficienti per la azioni (A2), per i materiali (M2) e le resistenze (R2) sono riportati nelle Tabelle 17, 18 e 19. Il sovraccarico Q è stato assunto pari a 20 kPa. Tutti i parametri di combinazione sono sintetizzati in riportate in Tabella 20.

Tabella 17 – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Tabella 18 – Coefficienti parziali per i materiali.

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ	γ_r	1,0	1,0

Tabella 19 – Coefficienti parziali per le resistenze.

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

Tabella 20. Combinazioni di carico.

COMBINAZIONE	PERMANENTI		TRAFFICO		SISMA	
	γ_G	ψ	γ_Q	ψ	γ	ψ
A2+M2+R2	1	1	1.3	1	-	-
Sisma	1	1	1	0.2	1	1

Le verifiche di stabilità statiche e dinamiche sono state condotte sia a breve (condizioni non drenate) che a lungo termine (condizioni drenate).

Le verifiche sismiche sono state condotte seguendo un metodo pseudostatico. Le componenti verticale ed orizzontale dell'azione sismica sono state valutate come:

$$(46) \quad F_h = k_h \times W$$

$$(47) \quad F_v = k_v \times W$$

dove:

W = peso del volume di terreno potenzialmente instabile;

$k_h = \beta a_{max}/g$ = coefficiente sismico orizzontale;

$k_v = \pm 0.5k_h$ = coefficiente sismico verticale;

β = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

$a_{max} = S_S S_T a_g$ = accelerazione massima attesa al sito;

S_S = coefficiente di amplificazione stratigrafica;

S_T = coefficiente di amplificazione topografica;

a_g = dell'accelerazione massima attesa su suolo di riferimento rigido.

I valori di β previsti dalla normativa sono riportati in Tabella 21. Per il tracciato autostradale in esame $0.1 < a_g/g < 0.2$, quindi $\beta = 0.24$.

Tabella 21. Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Le verifiche di stabilità sono state condotte in corrispondenza delle sezioni trasversali dei rilevati elencate in Tabella 22, ritenute le più critiche lungo l'intero tracciato.

In tutte le analisi e per tutte le sezioni è stato verificato che il valore di progetto delle azioni fosse inferiore al valore di progetto delle resistenze disponibili, ovvero:

$$(48) \quad E_d < R_d$$

dove:

$$E_d = E \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad \text{ovvero} \quad E_d = \gamma_E \cdot E \left[F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right] \quad \text{con } \gamma_E = \gamma_F$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[\gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

$\gamma_F F_k$ = azioni di progetto;

X_k/γ_M = parametri di progetto;

a_d = geometria di progetto.

In definitiva si verifica che il coefficiente di sicurezza sia maggiore di 1:

$$(49) \quad FS = R_d/E_d > 1, \text{ ovvero } R/E_d > \gamma_R = 1.1.$$

Tabella 22. Sezioni di verifica.

Sezione	Opera di riferimento
39	13
133	42
151	47
189	59

216	63
247bis	70
325	89
404	106
426	110bis
495	128
513	134
590	151
724	178
771	183

7.2 Metodologia di analisi

Le verifiche di stabilità dei rilevati sono state condotte adottando due diversi approcci.

7.2.1 Verifiche di stabilità allargamento

Partendo dal presupposto che i rilevati esistenti sono stabili nelle condizioni statiche attuali, sono state eseguite le verifiche di stabilità dell'intero corpo dell'allargamento, tralasciando gli elementi corticali dello stesso.

A favore di sicurezza, la superficie di interfaccia tra esistente e nuovo corpo del rilevato è stata considerata come superficie di scorrimento preferenziale, in quanto rappresenta una discontinuità potenzialmente meno resistente. In fase esecutiva deve essere realizzata una gradonatura dell'esistente, su cui impostare l'allargamento, per rafforzare tale discontinuità. Il terreno di fondazione coinvolto dalla superficie di scivolamento è quello più superficiale ed esterno all'impronta di carico del rilevato attuale. Ne è risultata una superficie di scorrimento predefinita come rappresentato a titolo di esempio in Figura 10. In Allegato 3a sono riportate per tutte le sezioni trasversali dei rilevati considerate le superfici di scorrimento analizzate. I parametri geotecnici caratteristici e di progetto impiegati per i terreni di

fondazione sono sintetizzati nelle Tabelle dalla 23 alla 36 (vedi anche Allegato 1), in cui sono riportati anche i coefficienti di sicurezza determinati per le diverse analisi di stabilità svolte. Per i terreni costituenti rilevati stradali sono stati assunti i seguenti valori:

- $\gamma_k = \gamma_d = 19 \text{ kN/m}^3$
- $\varphi'_k = 35^\circ$ $\varphi'_d = 29.2^\circ$
- $c'_k = c'_d = 0$

Tutte le verifiche sono risultate soddisfatte (con fattore di sicurezza FS > 1.1)

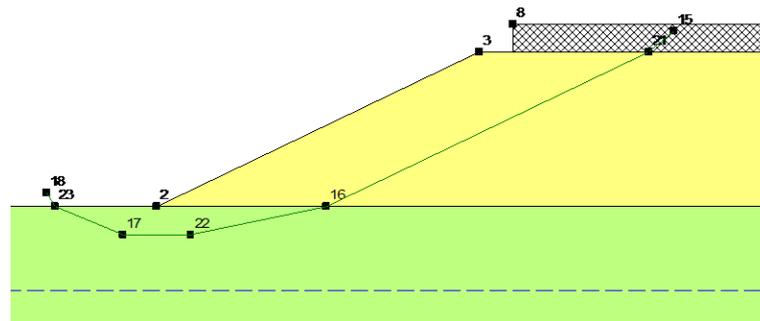


Figura 10. Sezione 39 (opera 13). Approccio 1. Superficie di scorrimento analizzata.

Tabella 23. Sezione 39 (opera 13). Parametri geotecnici dei terreni di fondazione e coefficienti di sicurezza. $z_w = 3 \text{ m}$.

da – a [m]	γ_k [kN/m ³]	γ_d [kN/m ³]	φ'_k [°]	φ'_d [°]	c_{uk} [kPa]	c_{ud} [kPa]
0-15	19.5	19.5	26	21	90	64
15-24	19.5	19.5	26	21	160	114
24-40	19.5	19.5	26	21	250	178
	statica U	statica D	sismica U +	sismica U -	sismica D +	sismica D -
FS [-]	2.86	1.21	2.64	2.73	1.1	1.1

U = non drenata. D = drenata. + sisma verso il basso. - sisma verso l'alto

Tabella 24. Sezione 133 (opera 42). Parametri geotecnici dei terreni di fondazione e coefficienti di sicurezza. $z_w = 2.2 \text{ m}$.

da – a [m]	γ_k [kN/m ³]	γ_d [kN/m ³]	φ'_k [°]	φ'_d [°]	c_{uk} [kPa]	c_{ud} [kPa]
0-8	19.5	19.5	24	19.6	100	71.43
8-25	19	19	25	20.5	130	92.8

	statica U	statica D	sismica U +	sismica U -	sismica D +	sismica D -
FS [-]	3.96	1.84	3.7	3.8	1.51	1.49

U = non drenata. D = drenata. + sisma verso il basso. - sisma verso l'alto

Tabella 25. Sezione 151 (opera 47). Parametri geotecnici dei terreni di fondazione e coefficienti di sicurezza. $z_w = 6.4$ m.

da - a [m]	γ_k [kN/m ³]	γ_d [kN/m ³]	φ'_k [°]	φ'_d [°]	c_{uk} [kPa]	c_{ud} [kPa]
0-5	19	19	30	24.8	70	50
5-21	20	20	26	21.3	100	71.4
21-40	20	20	26	21.3	150	107
	statica U	statica D	sismica U +	sismica U -	sismica D +	sismica D -
FS [-]	2.56	1.4	2.36	2.44	1.24	1.22

U = non drenata. D = drenata. + sisma verso il basso. - sisma verso l'alto

Tabella 26. Sezione 189 (opera 59). Parametri geotecnici dei terreni di fondazione e coefficienti di sicurezza. $z_w = 4$ m.

da - a [m]	γ_k [kN/m ³]	γ_d [kN/m ³]	φ'_k [°]	φ'_d [°]	c_{uk} [kPa]	c_{ud} [kPa]
0-2	18	18	33	27.4	-	-
2-10.5	17.5	17.5	26	21.3	50	35.7
10.5-14.5	18.5	18.5	26	21.3	100	71.4
14.5-18	18	18	25	20.4	65	46.4
	statica U	statica D	sismica U +	sismica U -	sismica D +	sismica D -
FS [-]	1.52	1.52	1.39	1.37	1.39	1.37

U = non drenata. D = drenata. + sisma verso il basso. - sisma verso l'alto

Tabella 27. Sezione 216 (opera 63). Parametri geotecnici dei terreni di fondazione e coefficienti di sicurezza. $z_w = 5$ m.

da - a [m]	γ_k [kN/m ³]	γ_d [kN/m ³]	φ'_k [°]	φ'_d [°]	c_{uk} [kPa]	c_{ud} [kPa]
0-3.5	19.5	19.5	29	23.9	70	50
3.5-10	18.5	18.5	35	29.2	-	-
10-32	20.5	20.5	27	22.2	100	71.4
	statica U	statica D	sismica U +	sismica U -	sismica D +	sismica D -
FS [-]	2.2	1.44	1.95	2	1.23	1.22

U = non drenata. D = drenata. + sisma verso il basso. - sisma verso l'alto

Tabella 28 Sezione 247bis (opera 70). Parametri geotecnici dei terreni di fondazione e coefficienti di sicurezza. $z_w = 7.5$ m.

da - a [m]	γ_k [kN/m ³]	γ_d [kN/m ³]	φ'_k [°]	φ'_d [°]	c_{uk} [kPa]	c_{ud} [kPa]
0-6.5	19	19	29	23.9	150	107
6.5-9	18.5	18.5	35	29.2	-	-
9-15	19.5	19.5	23	18.75	100	71.4
15-20.5	18.5	18.5	33	27.45	-	-
	statica U	statica D	sismica U +	sismica U -	sismica D +	sismica D -
FS [-]	4.7	1.48	4.8	5.1	1.37	1.34

U = non drenata. D = drenata. + sisma verso il basso. - sisma verso l'alto

Tabella 29. Sezione 324 (opera 89). Parametri geotecnici dei terreni di fondazione e coefficienti di sicurezza. $z_w = 10.5$ m.

da - a [m]	γ_k [kN/m ³]	γ_d [kN/m ³]	φ'_k [°]	φ'_d [°]	c_{uk} [kPa]	c_{ud} [kPa]
0-4	19.5	19.5	32	26.6	90	64.3
4-11.5	19	19	35	29.2	-	-
11.5-19	18.5	18.5	35	29.2	-	-
19-30	18.5	18.5	35	29.2	-	-
	statica U	statica D	sismica U +	sismica U -	sismica D +	sismica D -
FS [-]	2.86	1.74	2.37	3.65	1.55	1.53

U = non drenata. D = drenata. + sisma verso il basso. - sisma verso l'alto

Tabella 30 Sezione 404 (opera 106). Parametri geotecnici dei terreni di fondazione e coefficienti di sicurezza. $z_w = 12$ m.

da - a [m]	γ_k [kN/m ³]	γ_d [kN/m ³]	φ'_k [°]	φ'_d [°]	c_{uk} [kPa]	c_{ud} [kPa]
0-7	19.5	19.5	28	23	100	71.4
7-17	18.5	18.5	35	29.2	-	-
17-30	18	18	35	29.2	-	-
	statica U	statica D	sismica U +	sismica U -	sismica D +	sismica D -
FS [-]	3.5	1.34	3.41	3.55	1.19	1.18

U = non drenata. D = drenata. + sisma verso il basso. - sisma verso l'alto

Tabella 31. Sezione 426 (opera 110bis). Parametri geotecnici dei terreni di fondazione e coefficienti di sicurezza. $z_w = 11$ m.

da - a [m]	γ_k [kN/m ³]	γ_d [kN/m ³]	φ'_k [°]	φ'_d [°]	c_{uk} [kPa]	c_{ud} [kPa]
0-10	19.8	19.8	27	22.2	60	42.85
10-15	19.5	19.5	27	22.2	90	64.23
15-30	18.5	18.5	35	29.2	-	-
	statica U	statica D	sismica U +	sismica U -	sismica D +	sismica D -
FS [-]	2.4	1.3	2.26	2.34	1.16	1.15

U = non drenata. D = drenata. + sisma verso il basso. - sisma verso l'alto

Tabella 32. Sezione 495 (opera 128). Parametri geotecnici dei terreni di fondazione e coefficienti di sicurezza. $z_w = 1$ m.

da - a [m]	γ_k [kN/m ³]	γ_d [kN/m ³]	φ'_k [°]	φ'_d [°]	c_{uk} [kPa]	c_{ud} [kPa]
0-1	20	20	36	30.16	-	-
1-5	19.5	19.5	22	18	60	43
5-10	19	19	34	28.35	-	-
10-15.5	19.8	19.8	27	22.2	80	57
15.5-18.6	19	19	30	24.8	-	-
	statica U	statica D	sismica U +	sismica U -	sismica D +	sismica D -
FS [-]	1.5	1.5	1.34	1.33	1.34	1.33

U = non drenata. D = drenata. + sisma verso il basso. - sisma verso l'alto

Tabella 33. Sezione 513 (opera 134). Parametri geotecnici dei terreni di fondazione e coefficienti di sicurezza. $z_w = 3$ m.

da - a [m]	γ_k [kN/m ³]	γ_d [kN/m ³]	φ'_k [°]	φ'_d [°]	c_{uk} [kPa]	c_{ud} [kPa]
0-4	18	18	33	27.45	-	-

	ingegneria europea	AUTOSTRADA (A11) FIRENZE PISA NORD
		Ampliamento alla terza corsia del tratto Firenze - Pistoia
		Relazione geotecnica

4-6	19.5	19.5	25	20.45	100	71.43
6-10.5	18	18	32	26.56	-	-
10.5-24	20	20	28	23	115	32.14
	statica U	statica D	sismica U +	sismica U -	sismica D +	sismica D -
FS [-]	1.45	1.45	1.28	1.26	1.28	1.26

U = non drenata. D = drenata. + sisma verso il basso. - sisma verso l'alto

Tabella 34. Sezione 590 (opera 151). Parametri geotecnici dei terreni di fondazione e coefficienti di sicurezza. $z_w = 3$ m.

da - a	γ_k	γ_d	φ'_k	φ'_d	c_{uk}	c_{ud}
[m]	[kN/m³]	[kN/m³]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]
0-2	17	17	32	26.6	-	-
2-18	19	19	26	21.3	90	64.3
18-21.2	18	18	30	24.8	-	-
	statica U	statica D	sismica U +	sismica U -	sismica D +	sismica D -
FS [-]	1.65	1.65	1.53	1.51	1.53	1.51

U = non drenata. D = drenata. + sisma verso il basso. - sisma verso l'alto

Tabella 35. Sezione 724 (opera 178). Parametri geotecnici dei terreni di fondazione e coefficienti di sicurezza. $z_w = 3$ m.

da - a	γ_k	γ_d	φ'_k	φ'_d	c_{uk}	c_{ud}
[m]	[kN/m³]	[kN/m³]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]
0-1.5	17.5	17.5	36	30.2	-	-
1.5-5	19	19	27	22.2	80	57
5-11	18.5	18.5	32	26.6	-	-
11-12.5	19	19	26	21.32	120	85.7
12.5-21	18.5	18.5	32	26.56	-	-
	statica U	statica D	sismica U +	sismica U -	sismica D +	sismica D -
FS [-]	1.78	1.78	1.56	1.57	1.56	1.57

U = non drenata. D = drenata. + sisma verso il basso. - sisma verso l'alto

Tabella 36. Sezione 771 (opera 183). Parametri geotecnici dei terreni di fondazione e coefficienti di sicurezza. $z_w = 1.7$ m.

da - a	γ_k	γ_d	φ'_k	φ'_d	c_{uk}	c_{ud}
[m]	[kN/m³]	[kN/m³]	[°]	[°]	[kPa]	[kPa]
0-7	19	19	25	20.46	100	71.4
7-10.5	20	20	30	24.8	-	-
10.5-11.5	19	19	24	19.6	40	28.6
11.5-20	19	19	32	26.6	-	-
	statica U	statica D	sismica U +	sismica U -	sismica D +	sismica D -
FS [-]	3.2	1.39	1.22	1.21	3	3.16

U = non drenata. D = drenata. + sisma verso il basso. - sisma verso l'alto

7.2.2 Verifiche di stabilità globale

I rilevati in oggetto costituiti dall'esistente più l'allargamento, devono soddisfare i requisiti di stabilità in condizioni statiche e dinamiche previsti dalle norme tecniche vigenti, pertanto in corrispondenza delle stesse sezioni già analizzate sono state condotte analisi di stabilità globale dei rilevati, considerando superfici di scorrimento che interessano sia il corpo rilevato sia il terreno di fondazione dello stesso. L'analisi è stata condotta secondo il metodo dell'equilibrio limite globale con superfici di scorrimento circolari in accordo al metodo di analisi di Bishop (vedi Figura 11). I parametri geotecnici caratteristici e di progetto impiegati per i terreni di fondazione sono gli stessi utilizzati per le verifiche di stabilità locale e sintetizzati nelle Tabelle dalla 23 alla 36. I parametri geotecnici caratteristici e di progetto impiegati per il corpo del rilevato sono gli stessi utilizzati per le verifiche di stabilità locale ed elencati nel paragrafo 7.2.1.

In Tabella 37 sono riportati i coefficienti di sicurezza ottenuti, per le diverse combinazioni di carico impiegate. Tutte le verifiche sono risultate soddisfatte. (**fattore di sicurezza FS >1.1**), come evidenziato in Tabella 37. In Allegato 3b sono riportate per tutte le sezioni trasversali dei rilevati considerate le superfici di scorrimento più critiche secondo il metodo di Bishop.

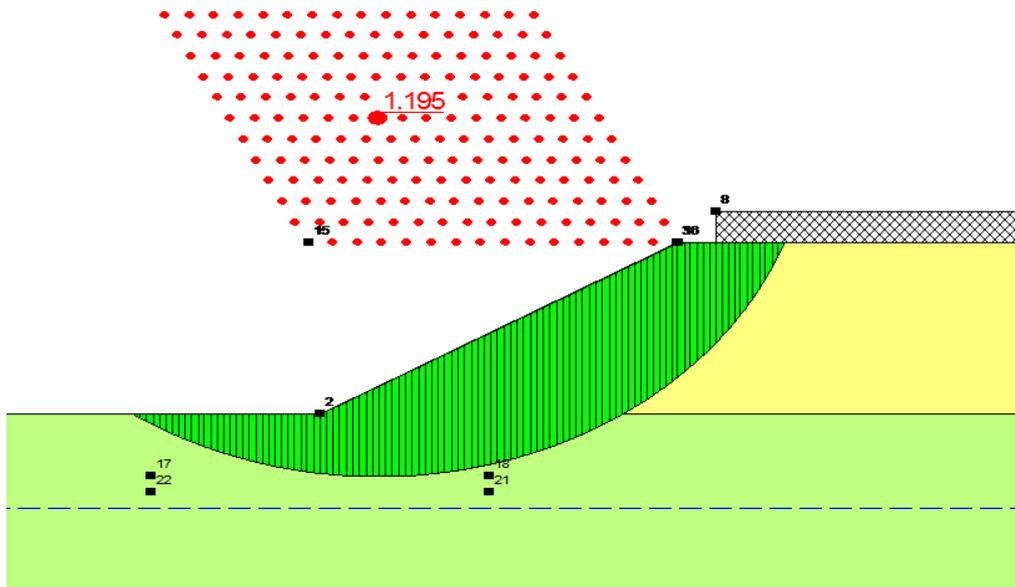


Figura 11. Sezione 39 (opera 13). Superficie di scorrimento più critica secondo il metodo di Bishop (sismica D+).

Tabella 37. Risultati delle verifiche di stabilità globale

	FS					
	statica U	statica D	sismica U sisma +	sismica U sisma -	sismica D sisma +	sismica D sisma -
S39	2.538	1.316	2.477	2.591	1.195	1.182
S133	3.35	1.312	3.435	3.601	1.209	1.195
S151	1.959	1.526	1.831	1.918	1.375	1.361
S189	1.719	1.679	1.628	1.61	1.611	1.592
S216	1.702	1.422	1.555	1.623	1.26	1.246
S247bis	4.716	1.513	4.858	5.1	1.399	1.383
S325	2.636	1.62	2.111	3.4	1.482	1.466
S404	3.284	1.479	3.344	3.505	1.374	1.359
S426	2.038	1.429	1.917	2.007	1.311	1.297
S495	1.623	1.267	1.472	1.533	1.11	1.1
S513	1.594	1.594	1.446	1.431	1.446	1.431
S590	2.115	1.696	2.139	2.158	1.657	1.637
S724	1.843	1.527	1.692	1.697	1.377	1.362
S771	2.793	1.28	2.611	2.735	1.153	1.138

8. CALCOLO DEI CEDIMENTI DEI RILEVATI

Sono state verificate agli stati limite di esercizio (SLE): 1) la funzionalità delle opere in terra esistenti a seguito del loro progettato ampliamento e 2) la funzionalità delle nuove opere in terra che saranno realizzate in corrispondenza dello svincolo di Pistoia Est.

8.1 Ampliamento dei rilevati esistenti

Tale ampliamento comporta un incremento di volume piuttosto contenuto nella maggior parte dei casi, quindi un limitato incremento dello stato tensionale attuale agente sui terreni di fondazione. Pertanto, i cedimenti indotti dal corpo costruendo sull'esistente sono stati calcolati ipotizzando un terreno di fondazione come mezzo *elastico equivalente*, che tiene in conto della non linearità della rigidità dei terreni, seppure in maniera approssimata. Inoltre, in considerazione della permeabilità dei terreni interessati, si può ragionevolmente ipotizzare che il cedimento indotto dai modesti incrementi di carico si esaurisca prevalentemente durante le fasi di costruzione dell'allargamento stesso.

I cedimenti sono stati valutati, in accordo alle prescrizioni normative relative alle opere di materiali sciolti, secondo la combinazione delle azioni $G + Q$, con G = carico permanente, Q = sovraccarico stradale (traffico) assunto pari a 20kPa. Utilizzando il principio di sovrapposizione degli effetti, il cedimento provocato dall'allargamento è stato calcolato come differenza del cedimento indotto dal rilevato progettato meno quello indotto dal rilevato esistente. I rilevati esistenti e gli allargamenti, sono stati considerati come delle aree di carico ovvero prive di rigidità, ed i cedimenti sono stati calcolati in due fasi:

- fase A: cedimenti indotti dal rilevato esistente;
- fase B: cedimenti indotti dal rilevato allargato finale.

Per il calcolo è stata considerata una profondità di influenza di 40m dal piano campagna locale; nei siti caratterizzati per profondità inferiori di 40 m, il modulo elastico caratteristico dell'ultimo strato è stato esteso fino alla profondità di influenza.

I terreni di fondazione sono stati modellati come mezzi elastici, lineari e isotropi caratterizzati da un modulo elastico equivalente E' e dal rapporto di Poisson ν .

Tenendo presente che il modulo di rigidezza a taglio dipende dal livello di deformazione indotto sul terreno, il valore di E' introdotto nel calcolo elastico è stato ottenuto iterativamente a partire dal valore massimo E'_0 , che compete ad un livello deformativo molto piccolo. Per ogni configurazione di carico è stato calcolato un valore del cedimento massimo indotto sotto l'area di carico di primo tentativo con il valore di E'_0 ; successivamente è stata dedotta la deformazione corrispondente e , utilizzando le curve di decadimento del modulo come quella riportata in Figura 7, è stato valutato un abbattimento del modulo di rigidezza con il quale è stato aggiornato il valore di calcolo del modulo E' . Così iterativamente fino a convergenza.

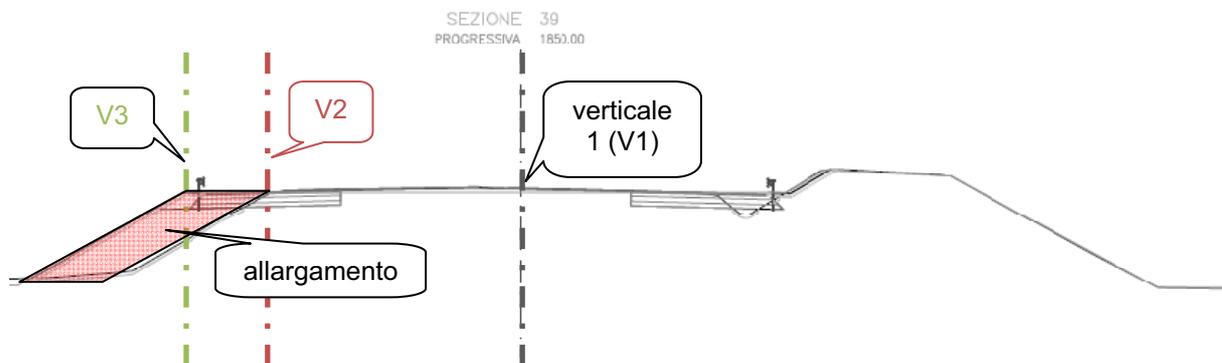
Le deformazioni indotte dai rilevati sono risultate dell'ordine del 0.06-0.1%, a cui corrisponde un decadimento variabile tra il 40% e il 70%. Di conseguenza, anche per tener conto delle non uniformità delle aree di carico, il calcolo dei cedimenti è stato condotto assumendo un modulo operativo medio pari a $E' = 50\%E'_0$. I valori di E'_0 associati ai terreni presenti nei siti analizzati sono stati desunti in sede di modellazione geotecnica come descritto nei capitoli 4 e 5.

Il rapporto di Poisson, ν è stato assunto costante e sempre pari a 0.2.

Nelle Tabelle dalla 38 alla 51 sono riportati i valori dei moduli elastici utilizzati in corrispondenza delle sezioni analizzate (vedi anche Allegato 1) e il valore massimo del cedimento indotto dal nuovo rilevato in corrispondenza della verticale in asse all'esistente. I cedimenti sono stati valutati in corrispondenza delle sezioni trasversali elencate in Tabella 22.

In ogni sezione di calcolo, il cedimento indotto sul rilevato esistente dall'allargamento, Δw è risultato sempre inferiore a 1.5 cm. A titolo di esempio in Figura 12 sono riportati i profili dei cedimenti calcolati per la sezione 39 per la fase A e la fase B in corrispondenza di tre verticali, una passante per l'asse del rilevato esistente (V1), la seconda per il ciglio del rilevato esistente (V2), l'ultima passante per l'estremità della piattaforma del rilevato allargato (V3).

Tutti i risultati delle analisi sono riportati in Allegato 4.



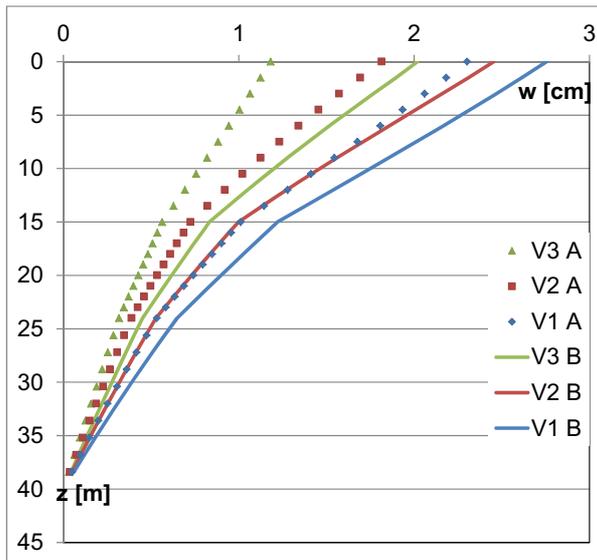


Figura 12. Cedimenti con la profondità indotti in corrispondenza della sezione 39 dal rilevato esistente (A) e dall'allargamento (B).

Tabella 38. Sezione 39 (opera 13).

Moduli elastici di calcolo e max cedimento indotto.

da - a [m]	E'_{50} [MPa]	Δw [cm]
0-15	96	0.45
15-24	156	
24-40	216	

Tabella 39. Sezione 133 (opera 42).

Moduli elastici di calcolo e max cedimento indotto.

da - a [m]	E'_{50} [MPa]	Δw [cm]
0-8	72	0.51
8-40	132	

Tabella 40. Sezione 151 (opera 47).

Moduli elastici di calcolo e max cedimento indotto.

da - a [m]	E'_{50} [MPa]	Δw [cm]
0-5	60	0.61
5-21	144	
21-40	96	

Tabella 41. Sezione 189 (opera 59).

Moduli elastici di calcolo e max cedimento indotto.

da - a [m]	E'_{50} [MPa]	Δw [cm]
0-2	48	0.49
2-10.5	102	
10.5-14.5	144	
14.5-40	144	

Tabella 42. Sezione 216 (opera 63).

Moduli elastici di calcolo e max cedimento indotto.

da – a [m]	E₅₀ [MPa]	Δw [cm]
0-3.5	60	0.7
3.5-10	96	
10-32	120	
32-40	180	

Tabella 43. Sezione 247bis (opera 70).

Moduli elastici di calcolo e max cedimento indotto.

da – a [m]	E₅₀ [MPa]	Δw [cm]
0-6.5	35	1.46
6.5-9	50	
9-15	50	
15-20.5	50	
20.5-40	55	

Tabella 44. Sezione 324 (opera 89).

Moduli elastici di calcolo e max cedimento indotto.

da – a [m]	E₅₀ [MPa]	Δw [cm]
0-4	60	0.449
4-11.5	156	
11.5-19	150	
19-40	180	

Tabella 45. Sezione 404 (opera 106).

Moduli elastici di calcolo e max cedimento indotto.

da – a [m]	E₅₀ [MPa]	Δw [cm]
0-7	84	0.46
7-17	168	
17-40	168	

Tabella 46. Sezione 426 (opera 110bis).

Moduli elastici di calcolo e max cedimento indotto.

da – a [m]	E₅₀ [MPa]	Δw [cm]
0-10	90	0.44
10-15	120	
15-30	216	
30-40	204	

Tabella 47. Sezione 495 (opera 128).

Moduli elastici di calcolo e max cedimento indotto.

da – a [m]	E₅₀ [MPa]	Δw [cm]
0-1	48	0.64
1-5	168	

5-10	174	
10-15.5	96	
15.5-20	108	
20-40	120	

Tabella 48. Sezione 513 (opera 134).

Moduli elastici di calcolo e max cedimento indotto.

da – a [m]	E'_{50} [MPa]	Δw [cm]
0-4	84	0.68
4-10.5	108	
10.5-24	240	
24-40	288	

Tabella 49. Sezione 590 (opera 151).

Moduli elastici di calcolo e max cedimento indotto.

da – a [m]	E'_{50} [MPa]	Δw [cm]
0-2	72	0.51
2-18	90	
18-21.2	120	
21.2-26.5	144	
26.5-40	216	

Tabella 50. Sezione 724 (opera 178).

Moduli elastici di calcolo e max cedimento indotto.

da – a [m]	E'_{50} [MPa]	Δw [cm]
0-1.5	42	0.68
1.5-5	84	
5-11	78	
11-12.5	96	
12.5-21	132	
21-22.5	108	
22.5-25	144	

Tabella 51. Sezione 771 (opera 183).

Moduli elastici di calcolo e max cedimento indotto.

da – a [m]	E'_{50} [MPa]	Δw [cm]
0-7	96	0.54
7-10.5	132	
10.5-11.5	60	
11.5-20	156	
20-40	156	

8.2 Svincolo di Pistoia Est

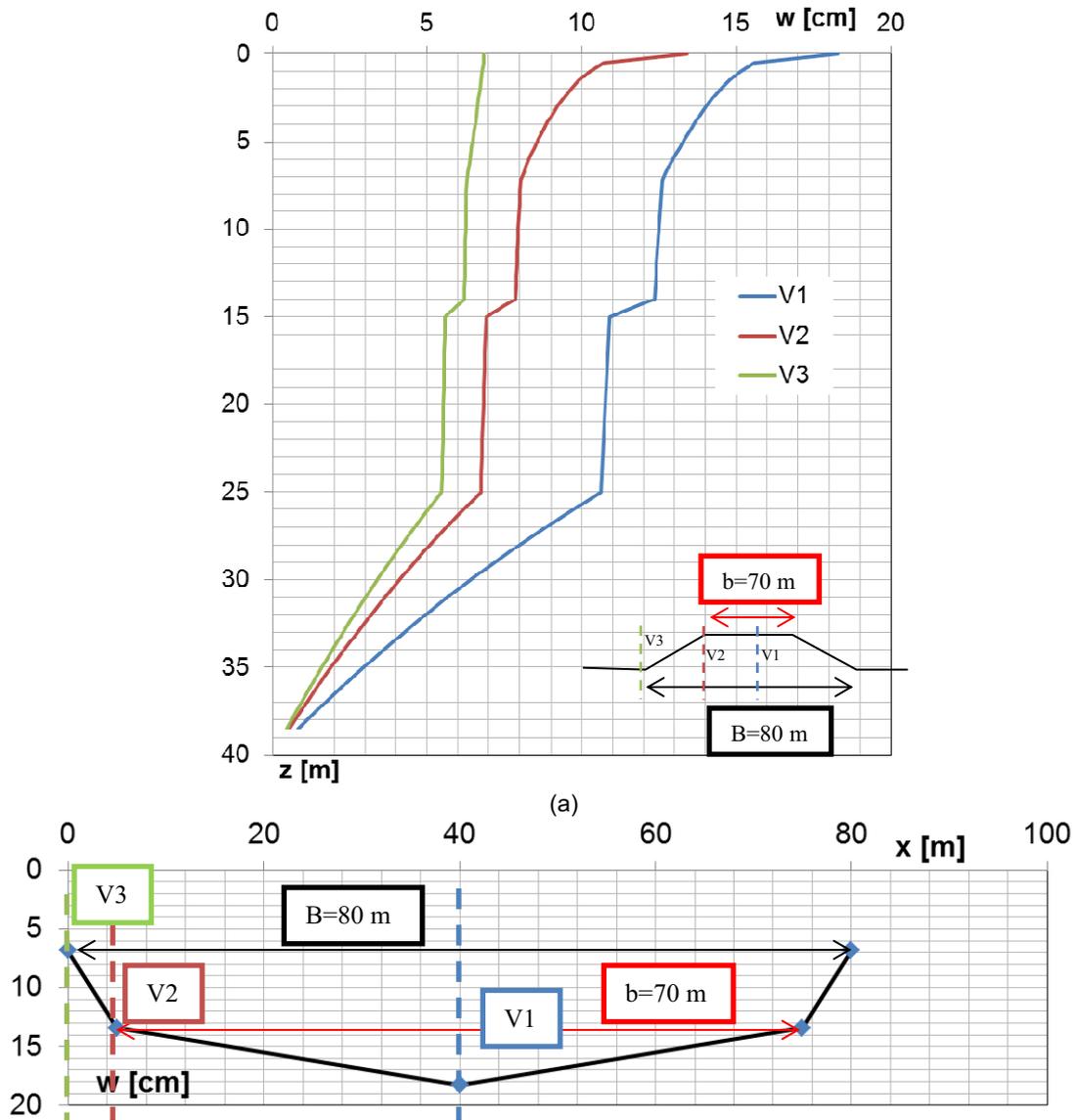
L'area dello svincolo è interessata da un rilevato alto circa 3 m rispetto al piano campagna locale e largo 70 m in sommità e 80 m alla base. Vista l'estrema suscettibilità ai cedimenti delle strutture di riscossione, è stato necessario valutare il decorso nel tempo dei cedimenti indotti dal rilevato nei terreni di fondazione. Per il calcolo è stata considerata una profondità di influenza di 40m dal piano campagna locale in quanto oltre quella profondità l'incremento di tensione indotto dal rilevato è inferiore al 15% rispetto alla tensione verticale efficace geostatica agente, quindi trascurabile. I terreni di fondazione prevalentemente a grana grossa sono stati modellati come mezzi elastici, lineari e isotropi caratterizzati da un modulo elastico equivalente E' e dal rapporto di Poisson ν , i terreni prevalentemente a grana fine sono stati modellati come mezzi elasto-plastici caratterizzati dai seguenti parametri di deformabilità: indice di ricompressione c_r , indice di compressione vergine c_c , coefficiente di consolidazione primaria c_v , coefficiente di permeabilità k , modulo elastico non drenato E_u , rapporto di Poisson non drenato ν_u .

In Tabella 52 sono riportati i parametri di calcolo adottati per i terreni di fondazione presenti nell'area del casello, il cedimento massimo calcolato in asse al rilevato di svincolo ed il massimo cedimento differenziale al di sotto della piattaforma stradale. Nelle Figure 13a, 13b e 14 sono riportati rispettivamente il profilo con la profondità dei cedimenti di fine consolidazione in corrispondenza di tre verticali passanti per l'asse, per il ciglio e per il piede del rilevato, il profilo dei cedimenti indotti a piano campagna dal rilevato, il decorso nel tempo dei cedimenti indotti a piano campagna lungo le tre verticali passanti per l'asse, per il ciglio e per il piede del rilevato.

I risultati riportati evidenziano che le nuove opere in terre da realizzare nell'area di svincolo inducono sui terreni fondazione cedimenti molto elevati in tempi particolarmente lunghi (circa 5000 giorni).

Tabella 52. Svincolo Pistoia Est: Parametri di deformabilità di calcolo e max cedimento indotto in asse al rilevato di svincolo.

da - a [m]	OCR [-]	c_r [-]	c_c [-]	k [m/s]	c_v [cm ² /s]	E'_{50} [MPa]	E'_{u50} [MPa]	v' [-]	v_u [-]	w_{max} [cm]	Δw_{max} [cm]
0-2.5	5	0.0166	0.196	$1.938E^{-10}$	$1.326E^{-3}$	-	67.5	-	0.5	20.1	5.2
2.5-7.2	4	0.026	0.192	$9.34E^{-11}$	$5.86E^{-4}$	-	67.5	-	0.5		
17.2-14	-	-	-	-	-	120	-	0.2	-		
14-15	2	0.0166	0.196	$1.938E^{-10}$	$1.326E^{-3}$	-	100	-	0.5		
15-25	-	-	-	-	-	168	-	0.2	-		
25-40	1	0.0166	0.196	$1.938E^{-10}$	$1.326E^{-3}$	-	200	-	0.5		



(b)
Figura 13. a) Cedimenti con la profondità indotti in corrispondenza dell'area di svincolo Pistoia Est dal rilevato in costruzione lungo la verticale per l'asse, per il ciglio e per il piede; b) cedimenti a piano campagna.

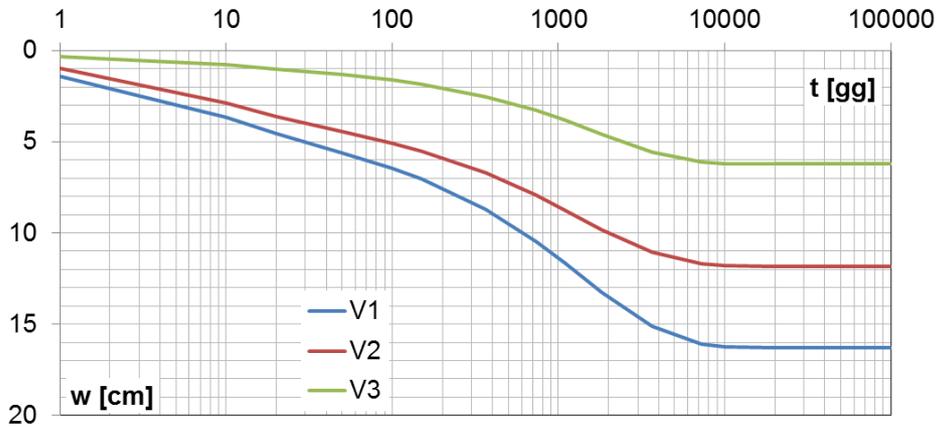


Figura 14. decorso dei cedimenti a piana campagna nel tempo in corrispondenza delle verticali per l'asse, per il ciglio e per il piede.

8.3 Dimensionamento del consolidamento mediante precarica e dreni dei terreni nell'area di svincolo di Pistoia Est

A fine di ridurre i tempi necessari per esaurire i cedimenti di consolidazione indotti nei terreni dalle opere in terra progettate per l'area di svincolo Pistoia Est, è necessario prevedere un consolidamento dei terreni di fondazione mediante precarico e dreni verticali oppure mediante elementi di rinforzo verticali.

Per una prima valutazione dell'efficacia del metodo di precarico e dreni, è stato eseguito un dimensionamento di primo tentativo del sistema; la migliore configurazione possibile è risultata:

- precarica di 100 kPa circa 5 m di altezza per 180 giorni;
- dreni verticali prefabbricati, diametro equivalente 7 cm, lunghezza 7.5 m, posti a quinconce con interasse 1.2 m.

Come rappresentato in Figura 15, tale sistema provoca un cedimento massimo (in asse al rilevato) atteso a fine consolidazione (circa 5.000 giorni) di circa 20 cm di cui circa 15.5 cm sviluppati entro i primi 240 giorni ed un cedimento differenziale massimo di 5.2 cm.

Tali valori potrebbero non essere compatibili con i cedimenti ammissibili, massimi e differenziali, degli apparati di riscossione.

Nella fase di progettazione esecutiva occorrerà prevedere:

(a) approfondita campagna di indagini:

- almeno un sondaggio a carotaggio continuo fino ad una profondità maggiore o uguale di 50 m, con prelievo di campioni indisturbati negli strati prevalentemente fini ogni 1.5 m sui quali eseguire una adeguata caratterizzazione meccanica ed idraulica;

- almeno una prova CPTU spinta alla profondità di 30-35 m;
- almeno una prova down – hole fino a 45 m di profondità con misura della Vs ogni metro;
- prove di laboratorio: edometriche (tipo II e CRS), triassiali (Ck₀U e Ck₀D), prove di permeabilità diretta sia verticale che orizzontale, colonna risonante;

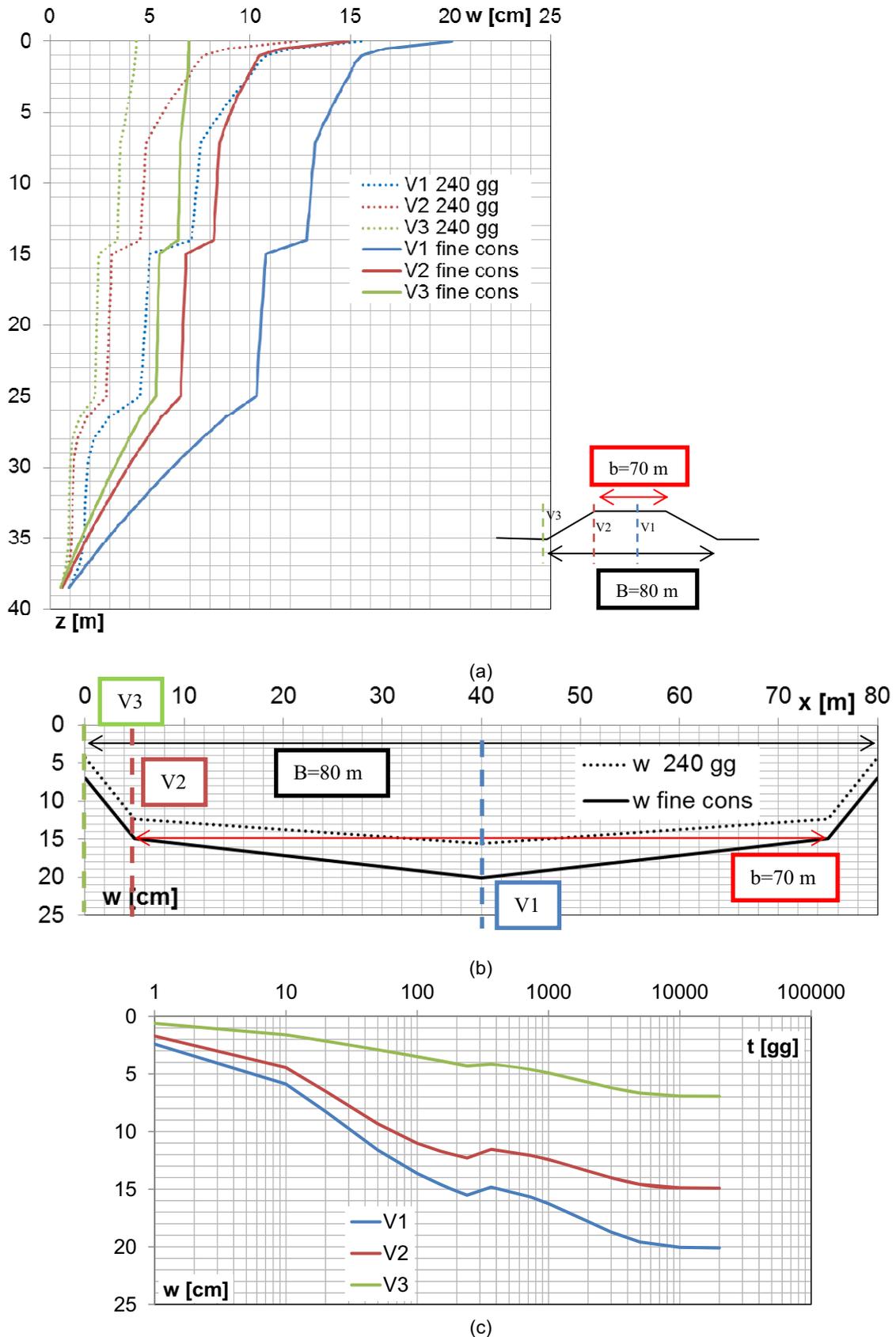
(b) Realizzazione di una bonifica di almeno 50 cm di spessore su tutta l'area interessata che fungerà da dreno orizzontale e da collegamento idraulico delle estremità superiori dei dreni verticali.

(c) Installazione di dreni verticali prefabbricati di diametro equivalente pari a 7 cm disposti a quinconce con interasse pari a 1,2 m lunghi 7,5 m, o soluzione simile.

(c) Realizzazione di un sistema di precarico mediante rilevato di altezza non inferiore a 5 m per tutta l'area dello svincolo da lasciare in loco per un periodo di 180-240 giorni; in corrispondenza degli apparati di riscossione si potrà prevedere una altezza del rilevato anche di 7 m.

Se il consolidamento con precarico e dreni non dovesse produrre una riduzione dei cedimenti differenziali soddisfacente, occorrerà prevedere per l'area di riscossione, un consolidamento mediante fondazioni profonde, da dimensionare sulla base dei risultati dell'approfondita campagna di indagini.

In ogni caso, in fase esecutiva occorrerà prevedere un opportuno *sistema di monitoraggio* con idonea strumentazione, ad esempio mediante assestimetri posti almeno a 5 diverse profondità (indicativamente: in superficie, 2.5 m 7 m, 14 m 25 m) con letture a cadenza settimanale, per verificare reale il decorso nel tempo dei cedimenti superficiali e profondi e per validare in fase costruttiva l'efficacia della tecnica di consolidamento adottata.



	ingegneria europea	AUTOSTRADA (A11) FIRENZE PISA NORD Ampliamento alla terza corsia del tratto Firenze - Pistoia Relazione geotecnica
---	-----------------------	--

Figura 15. Effetti del sistema di preconsolidazione progettato: a) Cedimenti con la profondità indotti in corrispondenza dell'area di svincolo Pistoia Est dal rilevato in costruzione lungo la verticale per l'asse, per il ciglio e per il piede; b) cedimenti a piano campagna; c) decorso dei cedimenti a piana campagna nel tempo in corrispondenza delle verticali per l'asse, per il ciglio e per il piede.

9. PIANI DI POSA DEI RILEVATI

9.1 Bonifiche

Il piano di posa del rilevato in affiancamento è il piano corrispondente a quello di scotico ed è posto in genere alla profondità di 20 cm dal piano campagna locale.

I livelli prestazionali richiesti in corrispondenza del piano di posa del rilevato, espressi in termini di modulo di deformazione M_d al primo ciclo di carico con piastra di diametro 30 cm, sono definiti in funzione della distanza d fra l'intradosso della fondazione della sovrastruttura stradale ed il piano di posa dei rilevati; essi devono risultare non inferiori a:

- 60 MPa: nell'intervallo compreso fra 150 e 250 kPa sul piano di posa della sovrastruttura in rilevato ed in trincea;
- 20 MPa: nell'intervallo compreso fra 50 e 150 kPa sul piano di posa del rilevato quando posto a 1 m da quello della sovrastruttura;
- 15 MPa: nell'intervallo compreso fra 50 e 150 kPa sul piano di posa del rilevato quando posto a 2 m da quello della sovrastruttura.

La Tabella 47 riporta i valori di M_d richiesti al variare della distanza d .

Se il terreno di sottofondo del piano di posa del rilevato non ha la rigidezza richiesta, è necessario rimuoverne uno strato e sostituirlo con terreno compattato di rigidezza opportuna. Lo spessore, s dello strato di bonifica deve essere tale da garantire i livelli prestazionali riportati in Tabella 53.

Il dimensionamento dello strato di bonifica è stato eseguito per il tracciato autostradale in esame secondo un approccio di tipo elastico.

Tabella 53 – M_d richiesto sul piano di posa dei rilevati.

d [m]	M_d richiesto [MPa]	intervallo di pressione [kPa]
0	60	150-250
0.2	52	150-250
0.4	44	150-250
0.6	36	150-250
0.8	28	150-250
1-2	20	50-150
≥ 2	15	50-150

La definizione dello spessore s della bonifica è stata effettuata con riferimento al criterio del bi-strato elastico formulato da Burmister (1943), basato sullo studio dell'equilibrio di due solidi elastici di diversa natura sovrapposti: uno di spessore finito s , modulo di elasticità E_1 e rapporto di Poisson ν_1 (strato di bonifica); l'altro semi-infinito (terreno di sottofondo) con modulo elastico E_0 e rapporto di Poisson ν_0 . I due strati sono caricati in superficie con un carico uniforme p distribuito su un'area circolare di raggio a . L'equilibrio dei due solidi elastici permette di ricavare il cedimento del bi-strato dovuto al carico p , nell'ipotesi che sia $\nu_0=0.2$, come:

$$(50) \quad w = 1.5 p a F_1/E_0$$

dove:

F_1 = funzione dei rapporti E_1/E_0 e s/a .

Per dati valori di E_0 , E_1 , ν_0 e ν_1 e s è possibile ricavare dall'Eq. 50 il modulo di carico su piastra del bi-strato elastico:

$$(51) \quad M_d = 2pa/w^* = 2E_0/(0.79*1.5F_1)$$

dove:

$w^* = 0.79w$ = cedimento del bi-strato corretto per tener conto che il cedimento al centro di una piastra circolare rigida (come la piastra di carico) è pari al 79% ($\pi/4$) del cedimento al centro di una piastra circolare flessibile w .

Il metodo di Burmister consente quindi, fissati i parametri elastici del terreno di bonifica e del sottofondo, di calcolare lo spessore s dello strato di sostituzione necessario a garantire il valore M_d richiesto, funzione della distanza d tra intradosso della sovrastruttura stradale e piano di scotico.

Per la valutazione degli spessori di bonifica necessari a garantire la necessaria rigidità in corrispondenza del piano di posa dei rilevati lungo il tracciato in esame, il modulo E_0 del terreno di sottofondo è stato ricavato dal modulo di carico su piastra M_d misurato in sito. Infatti il cedimento al centro di una piastra circolare rigida di raggio a è dato, secondo la teoria elastica, da:

$$(52) \quad w = \pi/2 pa(1 - \nu^2)/E_0$$

da cui

$$(53) \quad E_0 = 2pa \pi/4(1 - \nu^2)/w^* = M_d \pi/4(1 - \nu^2)$$

In Tabella 54 sono riportati i risultati delle prove di carico su piastra eseguite nei pozzetti esplorativi superficiali realizzati lungo il tracciato autostradale ai piedi dei rilevati esistenti. Ad ogni pozzetto di riferimento è stato associato un tratto di tracciato autostradale.

Il modulo E_1 è stato ricavato a partire dalla considerazione che un terreno granulare ben compattato ha un indice CBR almeno pari a 15, cui corrisponde un $M_d = CBR/0.18 = 83$ MPa, ovvero $E_1 = 63$ MPa (Eq. 53). Sia per il terreno di sottofondo che per il terreno dello strato di bonifica è stato assunto un rapporto di Poisson $\nu_0 = \nu_1 = 0.2$.

Tabella 54. Risultati delle prove di carico su piastra nei pozzetti esplorativi superficiali.

pozzetto	progressiva [km]	M_d [MPa] 50-150 kPa	M_d [MPa] 150-200 kPa
PZB1	2+700	10.49	7.35
PZB2	3+700	10.53	10.14
PZB3	5+700	10.07	6.05
PZB4	6+500	8.57	7.69
PZB5	7+400	4.14	2.50
PZB6	8+200	9.23	4.20
PZB7	11+800	24.00	23.44
PZB8	12+200	30.00	30.00
PZB9	13+600	17.86	12.50
PZB10	14+450	27.78	20.27
PZB11	17+700	4.55	5.17
PZB12	21.2	9.97	13.04
PZB13	22	21.74	22.06
PZB14	25	18.99	14.71
PZB15	26.8	17.05	18.07

In genere, il tratto di strada in oggetto è in rilevato con distanza minima fra intradosso fondazione della sovrastruttura stradale e piano di posa del rilevato $d = 0 - 2$ m. Sono presenti comunque tratti di estensione limitata in cui la distanza intradosso della fondazione – piano di posa rilevato è superiore a 2 m o in cui la livelletta è in trincea. Nelle Figure 16 e 17 sono riportati, in funzione della distanza progressiva, i profili del valore di M_d da garantire confrontato con quello disponibile, per la carreggiata est e per la carreggiata ovest, rispettivamente.

Nelle Figure 17 e 18 sono riportati i corrispondenti spessori di bonifica calcolati; le figure riportano anche i valori di progetto degli spessori s , ottenuti come media dei valori di calcolo.

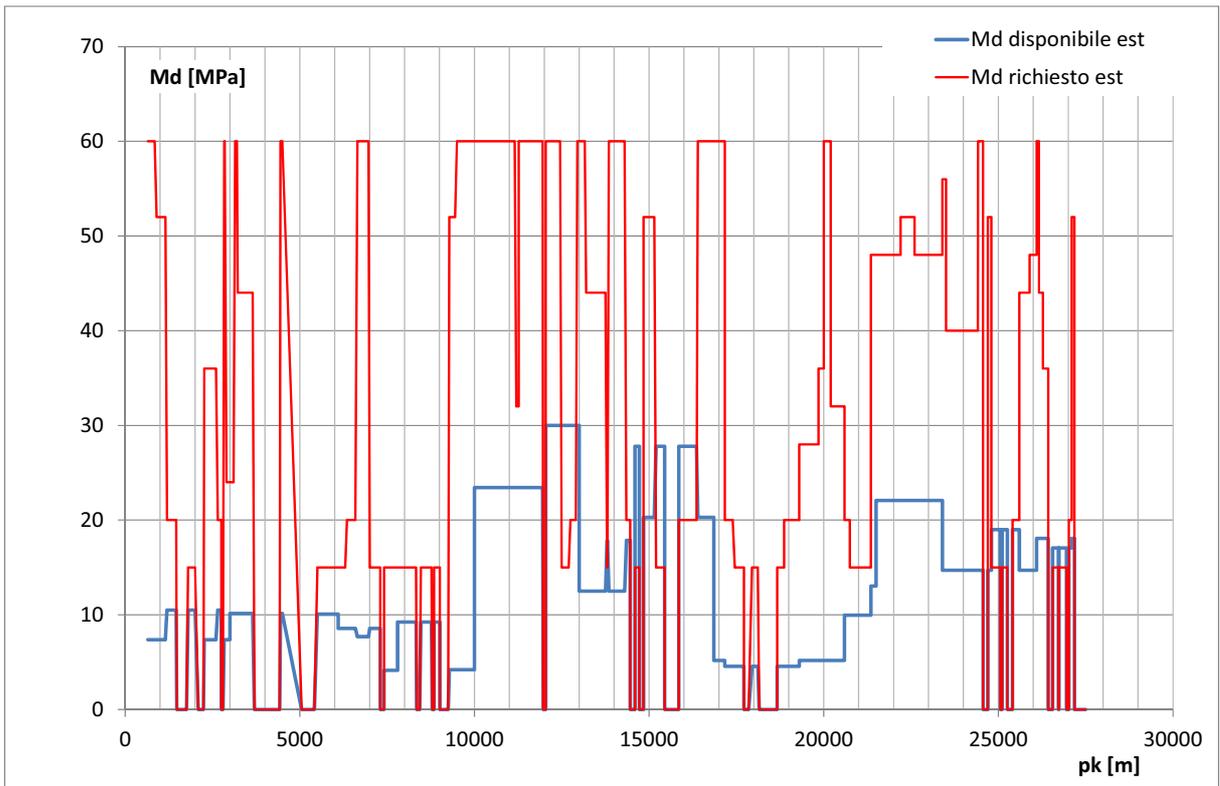


Figura 16. Modulo Md richiesto e disponibile lungo la carreggiata est.

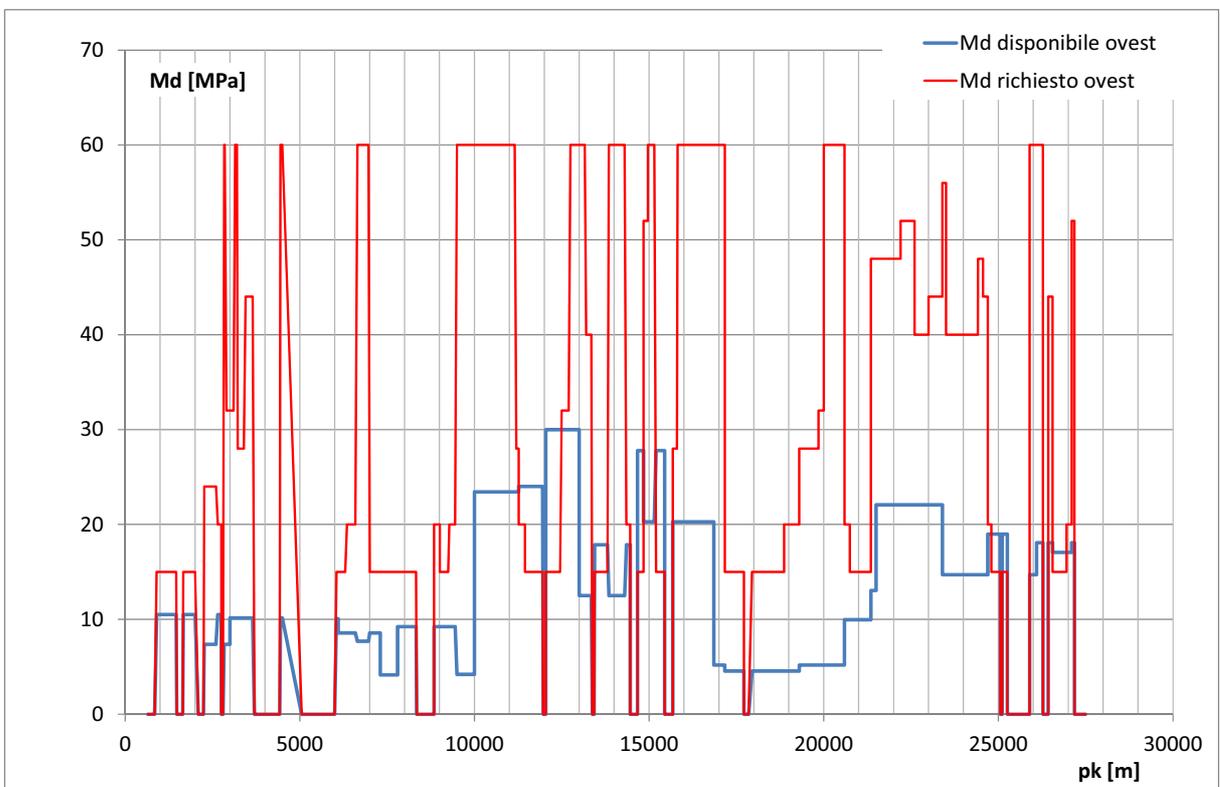


Figura 17. Modulo Md richiesto e disponibile lungo la carreggiata ovest.

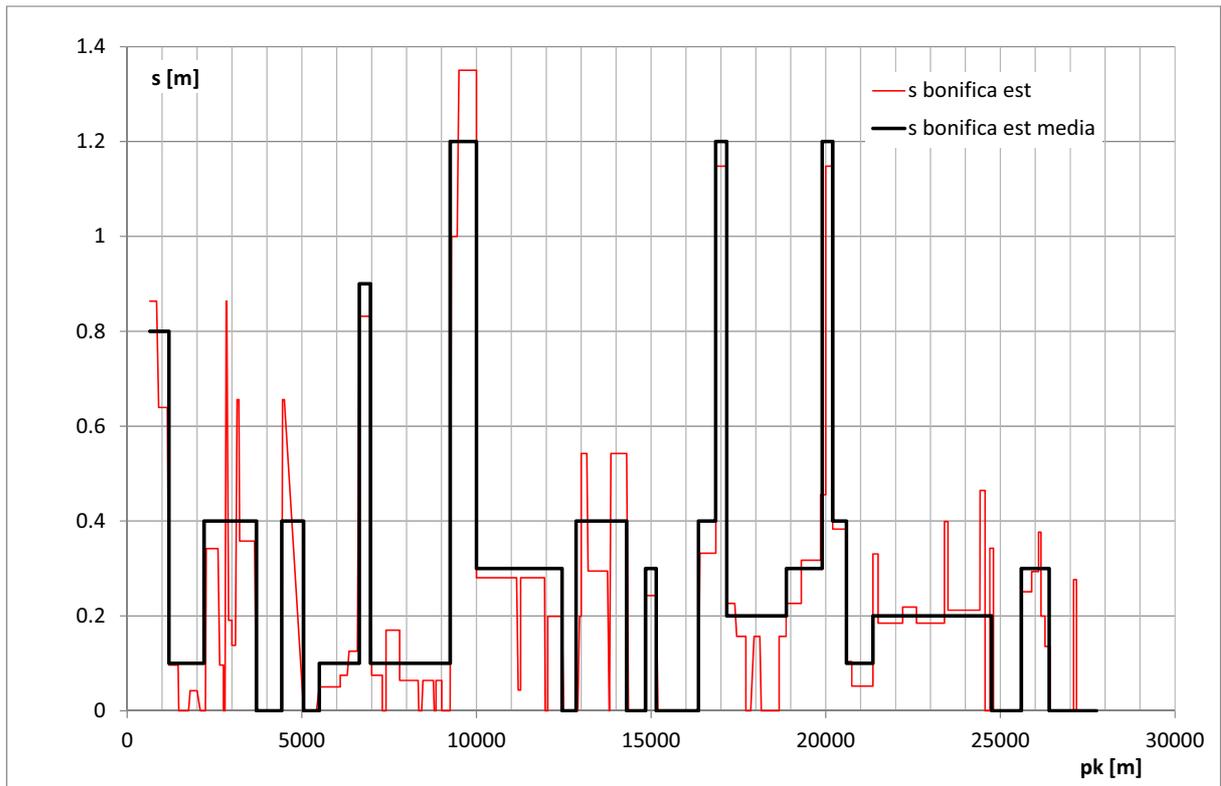


Figura 18. Spessori di bonifica calcolati e di progetto lungo la careggiata est.

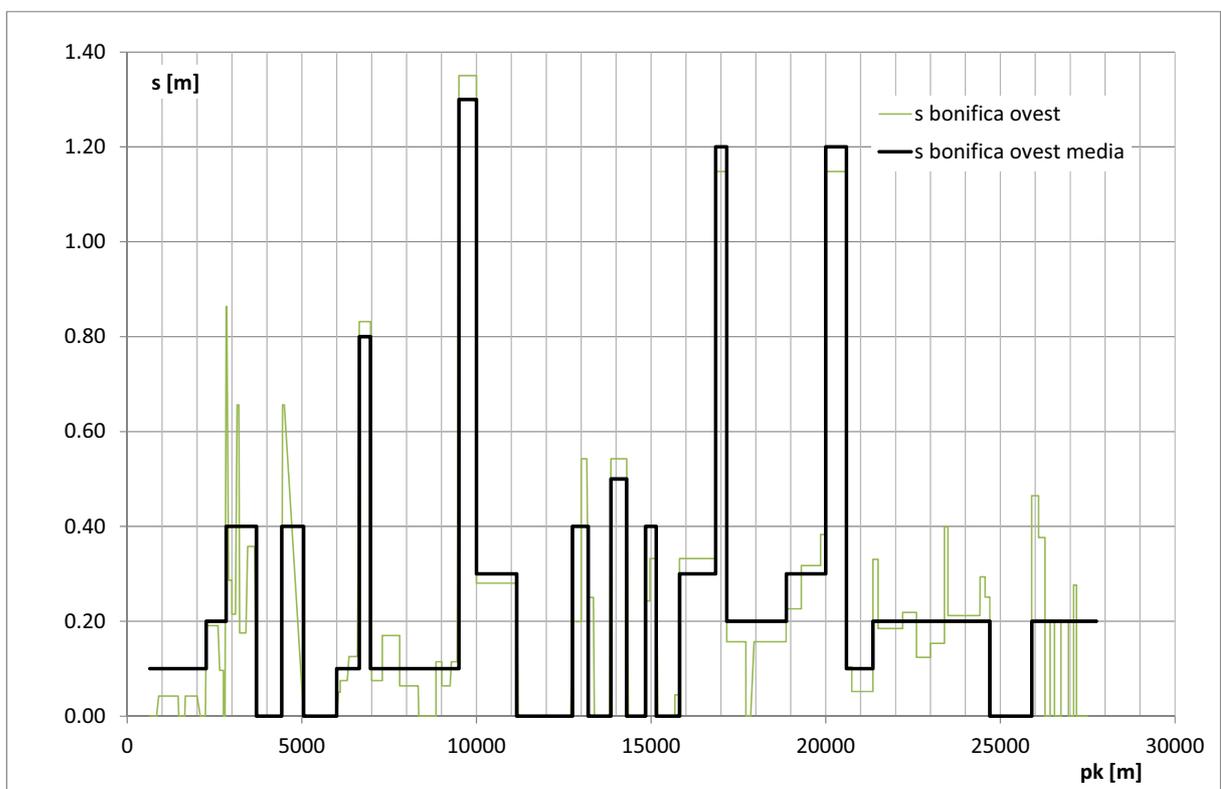


Figura 19. Spessori di bonifica calcolati e di progetto lungo la careggiata ovest.

9.2 Trattamento a calce dei terreni del piano di posa

9.2.1 sulla potenziale trattabilità dei terreni naturali indagati

Risultano potenzialmente idonei ad essere stabilizzati a calce i terreni aventi le seguenti caratteristiche:

- le terre/aggregati fini plastiche limose-argillose dei gruppi A6 - A7 con valori dell'indice plastico normalmente compresi fra 10 e 50 o anche superiori;
- terre/aggregati appartenenti al gruppo A5, quando di origine vulcanica;
- le terre/aggregati appartenenti ai gruppi A2-6 e A2-7, quando contengano una frazione di passante al setaccio 0.4 UNI superiore al 35%.

In ogni caso:

- la curva granulometrica deve rientrare all' interno del fuso granulometrico riportato nella norma CNR B.U. 36;
- il contenuto di sostanze organiche deve essere inferiore al 4%;
- I solfati totali (solfati e solfuri) devono essere inferiori al 2%;
- il contenuto d'acqua w_n deve essere inferiore a $1.3 W_{nopt}$, essendo quest' ultimo il contenuto d' acqua alla densità ottimale secondo la prova AASHTO mod T/180-57.

In Tabella 55 sono riportate le caratteristiche dei terreni superficiali prelevati nei pozzetti realizzati lungo il tracciato in oggetto. La Tabella evidenzia che risultano idonei al trattamento a calce i terreni presenti tra i pozzetti PZB8 e PZB13, ovvero tra le progressive 12+000 e 22+200. Per i terreni presenti nei tratti restanti (fino al km 12+000 e tra le progressive 22+200 e 27+700) devono essere studiati trattamenti di stabilizzazioni alternativi, come il trattamento a cemento.

Tabella 55. Risultati delle prove fisiche eseguite sui terreni prelevati nei pozzetti realizzati lungo il tracciato.

Pozzetto	Campione	Profondità	Classificazione CNR-UNI	Contenuto d'acqua	Limiti di Atterberg				Composizione granulometrica					presenza resti vegetali entro la profondità di campionamento (escluso scotico)
					W	LL	LP	IP	Ghiaia	Sabbia	Limo/Arg	Limo	Argilla	
n°	n°	m		%	%	%	%	%	%	%	%	%		
PZA1	CR1	1.00	A2-7		40.1	26.9	13.2	65.79	3.27	30.94	15.10	15.84	x	
PZA2	CR1	1.00	A7		40.1	28.5	11.6	0.81	2.64	96.56	26.03	70.53		
PZA3	CR1	1.00	A1-b		30.2	23.9	6.2	67.05	11.86	21.09	12.48	8.61		
PZA4	CR1	1.00	A4		33.7	28.2	5.5	0.14	1.52	98.34	57.69	40.65		
PZA5	CR1	1.00	A4		31.5	24.7	6.8	0.00	22.85	77.15	40.40	36.75		
PZA6	CR1	1.00	A4		23.4	20.4	3.0	5.05	43.92	51.03	31.79	19.24		
PZA7	CR1	1.00	A4		37.3	28.0	9.3	0.00	2.79	97.21	50.10	47.11	x	
PZA8	CR1	0.90	A1-b		29.0	24.8	4.2	70.40	18.57	11.03	5.04	5.99	x	
PZB1	CR1	0.50	A4	19.66	32.1	23.1	9.0	0.68	11.38	87.93	56.01	31.92		
PZB1	CR2	1.00	A4	14.8	31.6	23.5	8.1	1.26	16.1	82.64	52.39	30.25		
PZB2	CR1	0.50	A4	21.61	32.4	22.8	9.6	0.18	10.82	89.00	59.25	29.75		
PZB2	CR2	1.00	A4	26.09	32.6	22.7	9.9	0.41	13.52	86.07	52.96	33.11		
PZB3	CR1	0.50	A4	26.22	30.3	21.4	8.9	0.00	18.83	81.16	62.55	18.61		
PZB3	CR2	1.00	A4	16.00	29.9	21.0	9.0	9.89	11.57	78.54	62.39	16.15		
PZB4	CR1	0.50	A6	25.13	32.0	21.3	10.7	0.00	15.84	84.16	60.07	24.09		
PZB4	CR2	1.00	A4	17.69	32.2	22.3	9.9	1.61	10.72	87.68	56.14	31.54		
PZB5	CR1	0.50	A4	27.33	31.3	22.5	8.8	4.58	10.60	84.82	58.20	26.62		
PZB5	CR2	1.00	A4	31.45	32.3	22.6	9.7	3.40	10.24	86.36	55.73	30.63		
PZB6	CR1	0.50	A4	20.06	30.8	21.0	9.8	0.00	15.06	84.95	65.21	19.74		
PZB6	CR2	1.00	A4	19.13	31.9	22.7	9.2	1.92	11.77	86.31	53.94	32.37		
PZB7	CR1	0.5	A4	18.9	28.0	20.0	8.0	0.00	16.09	83.91	54.89	29.02	x	
PZB7	CR2	1	A4	16.3	33.0	23.0	10.0	11.38		88.62	57.07	31.55	x	
PZB8	CR1	0.5	A4	16.90	28.0	19.0	9.0	17.3	28.7	54.0	34.9	19.0		
PZB8	CR2	1	A6	17.90	37.0	22.0	15.0	0.9	12.7	86.4	48.5	37.9	x	
PZB9	CR1	0.5	A6	22.10	35.0	21.0	14.0	0.2	22.6	77.2	42.8	34.4	x	
PZB9	CR2	1	A4	18.70	26.0	20.0	6.0	0.0	21.7	78.3	60.7	17.5	x	
PZB10	CR1	0.5	A6	13.70	23.0	-	-	0.3	40.0	59.8	48.0	11.7		
PZB10	CR2	1	A6	20.50	29.0	17.0	12.0	0.0	25.1	74.9	43.9	31.0		
PZB11	CR1	0.5	A7	31.20	46.0	27.0	19.0	0.1	6.2	93.7	34.3	59.4		
PZB11	CR2	1	A7	33.80	52.0	27.0	25.0	0.2	3.0	96.8	30.7	66.1		
PZB12	CR1	0.5	A5	23.30	332.0	22.0	10.0	0.2	31.5	68.3	44.8	23.5	x	
PZB12	CR2	1	A4	25.30	27.0	19.0	8.0	0.2	40.5	59.3	39.8	19.5	x	
PZB13	CR1	0.5	A6	26.90	40.0	25.0	15.0	0.0	7.6	92.4	50.5	41.9	x	
PZB13	CR2	1	A6	26.20	36.0	24.0	12.0	0.0	8.4	91.7	53.2	38.5		
PZB14	CR1	0.5	A4	27.80	32.0	23.0	9.0	0.5	8.4	81.8	57.6	24.2	x	
PZB15	CR1	0.5	A4	16.20	28.0	21.0	7.0	3.4	31.3	65.4	48.9	16.5	x	
PZB15	CR2	1	A4	18.60	28.0	18.0	10.0	23.5	28.0	48.6	29.3	19.3		

9.2.2 Efficacia del trattamento a calce

Nell'ambito delle indagini realizzate sono state eseguite prove per determinare l'idoneità dei terreni superficiali presenti lungo il tracciato al trattamento con calce per la costituzione di rilevati e per la preparazione del piano di posa. I campioni analizzati

per lo scopo sono stati prelevati nei pozzetti PZB5 e PZB13. Le prove sono state articolate come segue:

Prove sui materiali non trattati

- Determinazione delle caratteristiche fisiche dei materiali in posto (granulometria, limiti di Atterberg, contenuto d'acqua naturale, peso specifico dei grani);
- Determinazione delle caratteristiche chimiche del terreno (solfati, cloruri, contenuto di sostanze organiche, contenuto di carbonati);
- Determinazione del consumo iniziale di calce (CIC);
- Determinazione della curva umidità-densità del terreno naturale (secondo le procedure della prova di costipamento Proctor AASHTO Modificata) per l'individuazione dell'umidità ottimale e della densità secca massima;
- Determinazione dell'indice di portanza immediato CBR (IPI) per gli stessi valori di umidità - densità dei provini compattati per la prova Proctor Mod. precedente;
- Determinazione dell'indice di portanza immediato CBR (IPI) sul materiale con umidità variabile tra $w_{opt} - 2\%$ e $w_{opt} + 5\%$;
- Determinazione dell'indice CBR su provini compattati all'umidità ottimale ed all'umidità ottimale +2%, prima e dopo imbibizione del campione di 4 giorni;
- Determinazione della resistenza a compressione uniassiale.

Prove sui materiali trattati con calce

- Determinazione dei limiti di Atterberg dei terreni trattati a calce;
- Determinazione della curva umidità-densità del terreno trattato con 2.5% e 3.5% di calce (secondo le procedure della prova di costipamento Proctor AASHTO

Modificata) per l'individuazione dell'umidità ottimale e della densità secca massima;

- Determinazione dell'indice di portanza immediato CBR (IPI) per gli stessi valori di umidità-densità dei provini compattati per la prova Proctor Mod. precedente;
- Determinazione dell'indice di portanza immediato CBR (IPI) sul materiale con umidità variabile tra $w_{opt} - 2\%$ e $w_{opt} + 5\%$;
- Determinazione dell'indice CBR su provini compattati all'umidità ottimale ed all'umidità ottimale +2%, prima e dopo imbibizione del campione di 4 giorni;
- Determinazione dell'indice CBR su provini compattati all'umidità ottimale ed all'umidità ottimale +2%, a 7 gg di maturazione, prima e dopo imbibizione del campione di 4 giorni.;
- Determinazione dell'indice CBR su provini compattati all'umidità ottimale ed all'umidità ottimale +2%, a 28 gg di maturazione, prima e dopo imbibizione del campione di 4 giorni;
- Determinazione della resistenza a compressione uniassiale.

I campioni di terreno sottoposti a prova sono stati confezionati mediante miscelazione del materiale prelevato in sito.

I risultati ottenuti dalle prove sopra descritte sono riportati in sintesi nelle Tabelle 56 e 57. I risultati delle analisi chimiche sui campioni della sperimentazione sono sintetizzati in Tabella 58.

- i terreni naturali analizzati hanno contenuto d'acqua ottimale variabile tra 11 e 14 %; il contenuto d'acqua ottimale aumenta all'aumentare della % di calce, fino ad una massimo di 17.8% (Tab. 56 e 57).
- sia per i terreni naturali, che per quelli trattati a calce, gli indici IPI variano al variare del contenuto d'acqua iniziale, crescono per $w < w_{opt}$, raggiungono un massimo (IPI = 90% – 120%) circa in corrispondenza di w_{opt} e decrescono per valori $w > w_{opt}$ (Fig. 20 e 21);
- l'indice CBR dei provini confezionati alla umidità ottimale w_{opt} varia da circa 90% per i terreni non trattati a circa 100% per i terreni trattati con una percentuale di calce del 2.5% a circa 120% per i terreni trattati con una percentuale di calce del 3.5% (Fig. 22 – 25);
- l'indice CBR diminuisce all'aumentare del contenuto d'acqua iniziale (Fig. 22-25);
- l'imbibizione di 4 giorni provoca una riduzione dei valori di CBR del 75% per i terreni non trattati e confezionati con un'umidità w_{opt} e del 85% per i terreni non trattati confezioni con $w_{opt}+2%$; una riduzione del 45-60% per i terreni trattati a calce (Fig. 22-25);
- la stagionatura provoca un incremento dell'indice CBR variabile tra il 5%-15% a 7 giorni e il 20%-30% a 28 giorni(Fig. 26-29);
- l'imbibizione di 4 giorni provoca una riduzione dell'indice CBR dei terreni stagionati variabile tra il 40% e il 50% (Fig. 26-29).

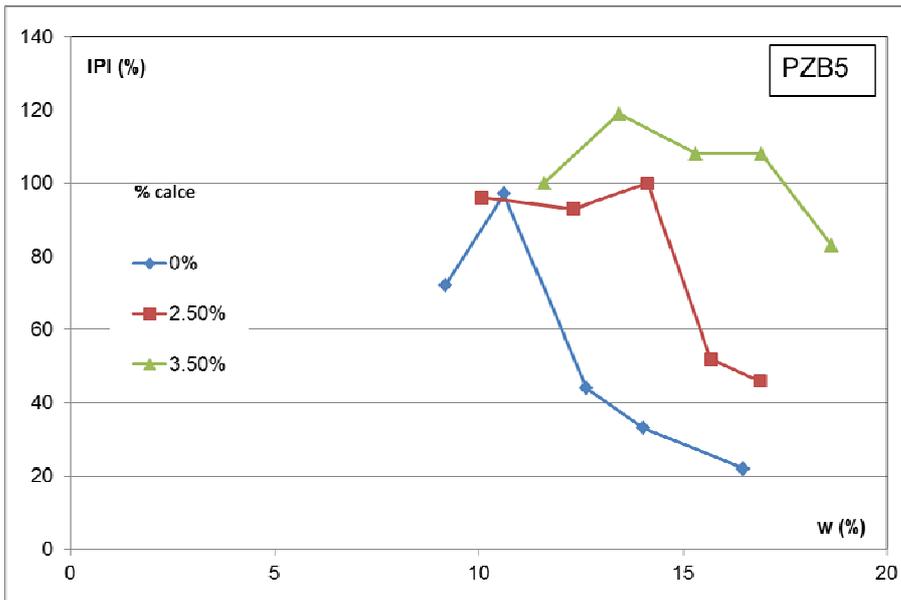


Figura 20. Variazione dell'indice IPI con l'umidità iniziale per i terreni provenienti dal PZB5 non trattati e stabilizzati a calce al 2.5% e 3%.

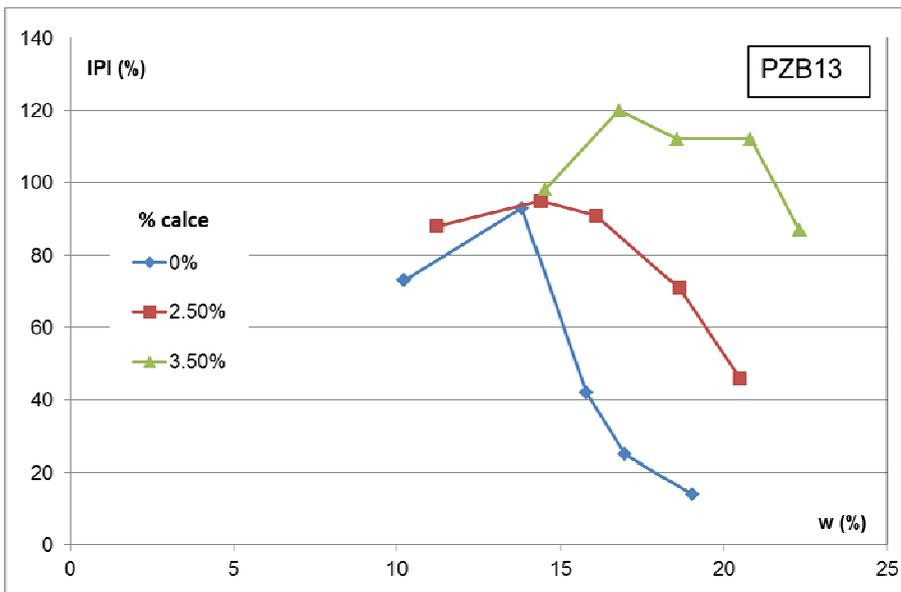


Figura 21. Variazione dell'indice IPI con l'umidità iniziale per i terreni provenienti dal PZB13 non trattati e stabilizzati a calce al 2.5% e 3%.

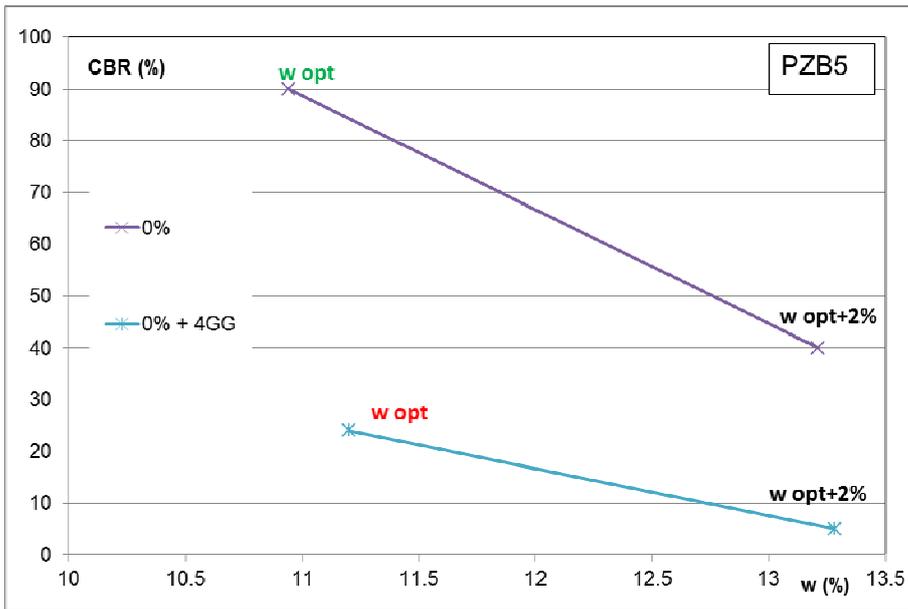


Figura 22. Variazione dell'indice CBR con l'umidità iniziale per i terreni provenienti dal PZB5 non trattati.

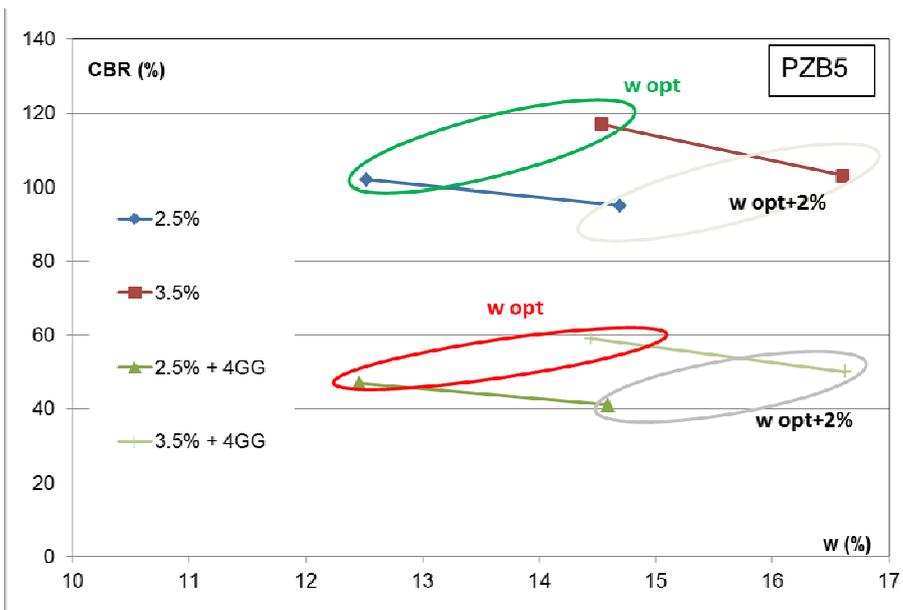


Figura 23. Variazione dell'indice CBR con l'umidità iniziale per i terreni provenienti dal PZB5 stabilizzati con il 2.5% e il 3% di calce.

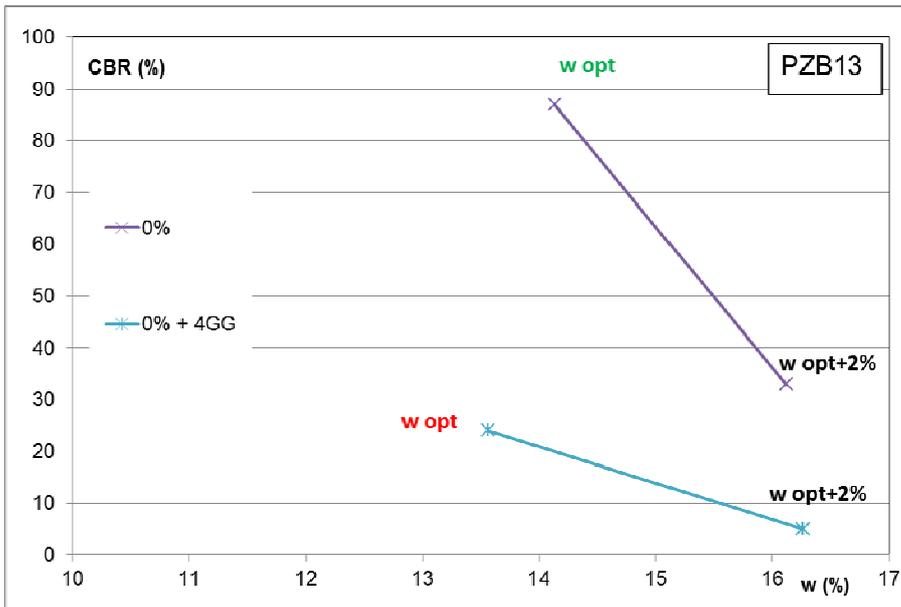


Figura 24. Variazione dell'indice CBR con l'umidità iniziale per i terreni provenienti dal PZB13 non trattati.

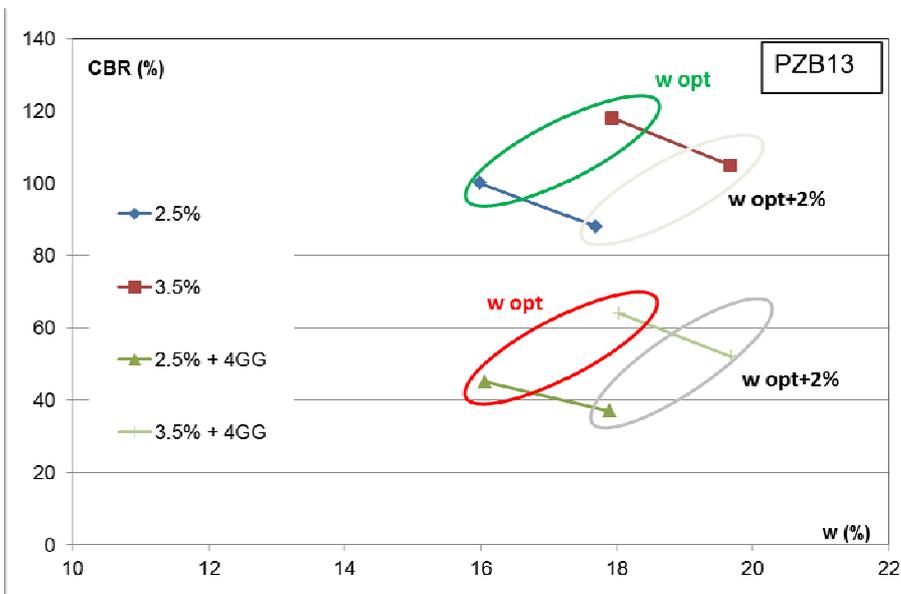


Figura 25. Variazione dell'indice CBR con l'umidità iniziale per i terreni provenienti dal PZB13 stabilizzati con il 2.5% e il 3% di calce.

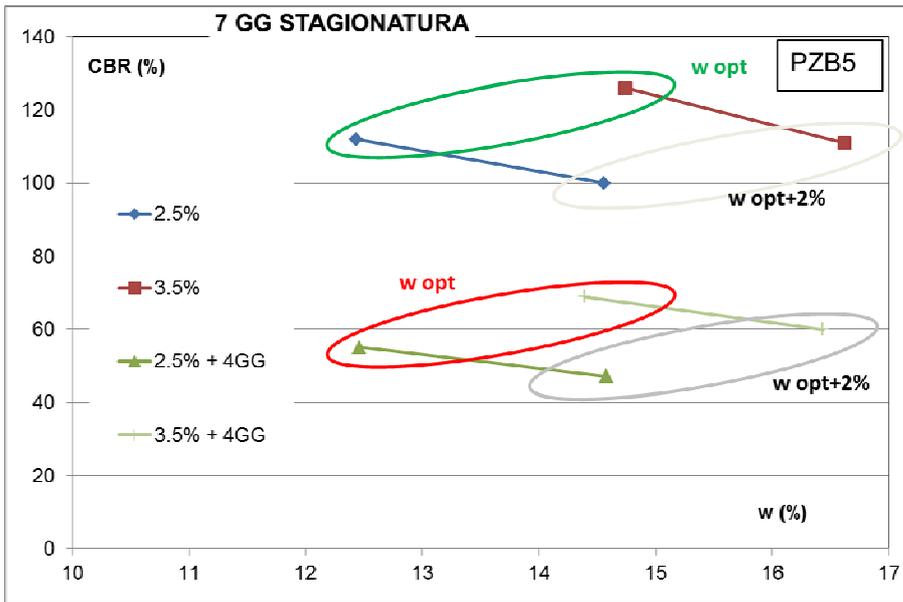


Figura 26 Variazione dell'indice CBR con l'umidità iniziale dopo 7 giorni di stagionatura per i terreni provenienti dal PZB5 stabilizzati con il 2.5% e il 3% di calce.

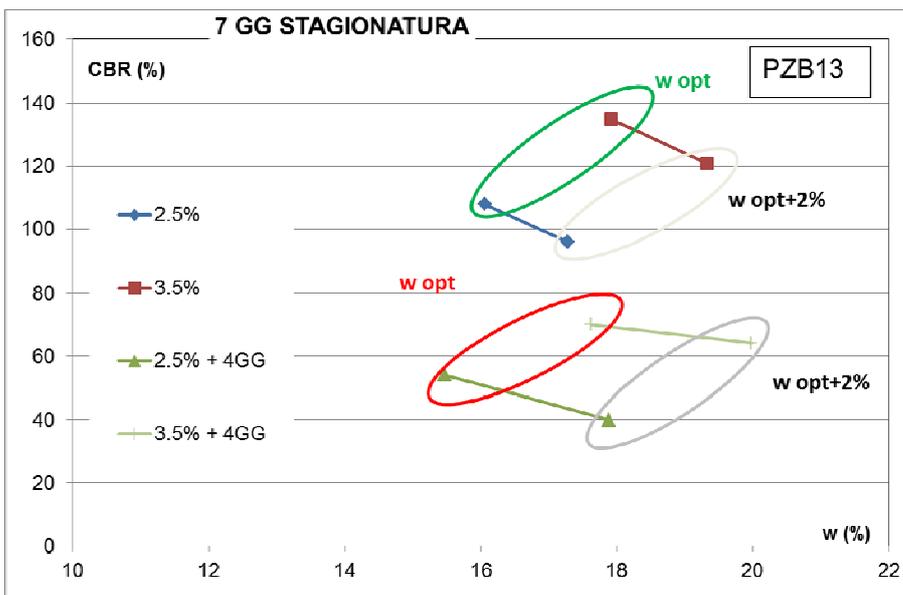


Figura 27. Variazione dell'indice CBR con l'umidità iniziale dopo 7 giorni di stagionatura per i terreni provenienti dal PZB13 stabilizzati con il 2.5% e il 3% di calce.

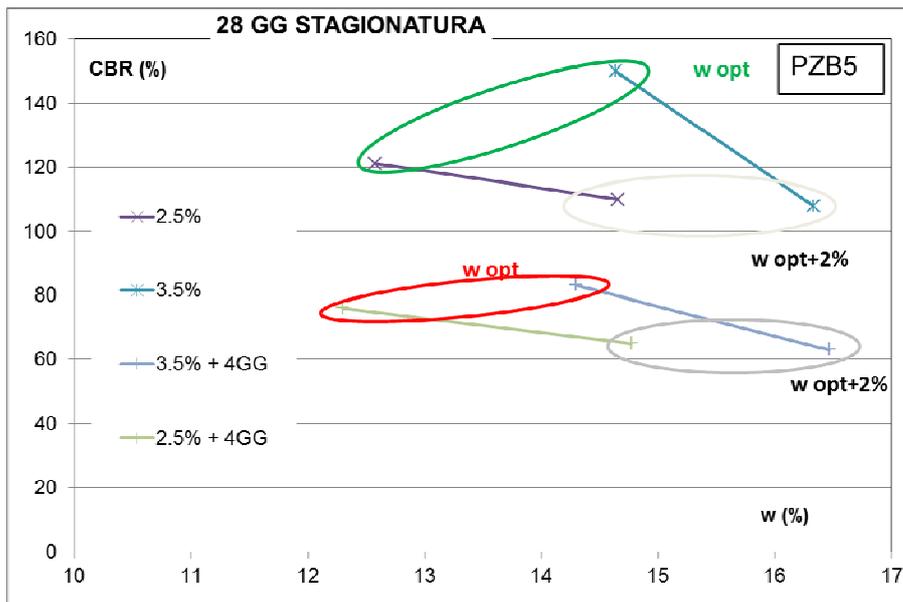


Figura 28. Variazione dell'indice CBR con l'umidità iniziale dopo 28 giorni di stagionatura per i terreni provenienti dal PZB5 stabilizzati con il 2.5% e il 3% di calce.

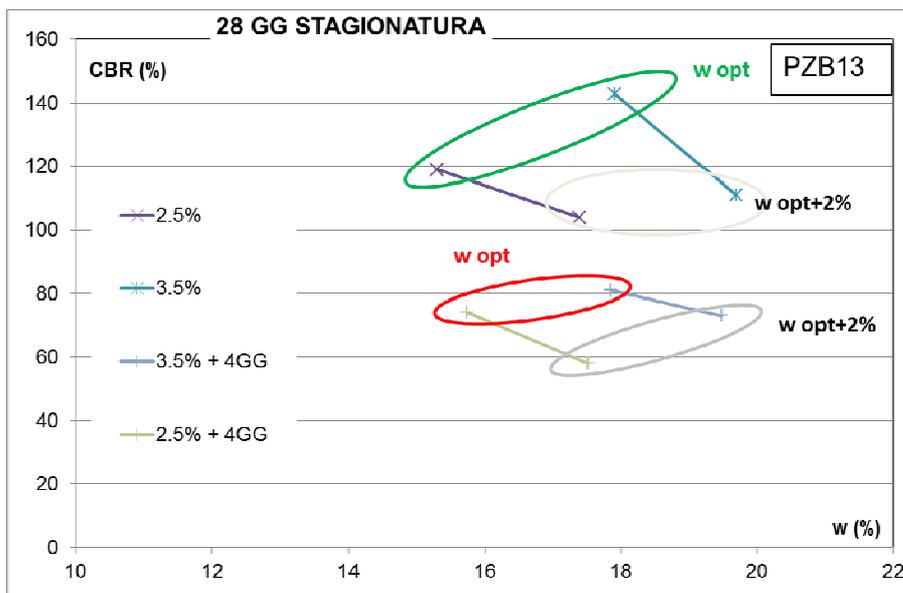


Figura 29. Variazione dell'indice CBR con l'umidità iniziale dopo 28 giorni di stagionatura per i terreni provenienti dal PZB13 stabilizzati con il 2.5% e il 3% di calce.

9.2.3 Considerazioni sul trattamento a calce

Risultano idonei al trattamento a calce, in termini di proprietà chimiche e fisiche, i terreni presenti tra le progressive 12+000 e 22+200. Tali terreni hanno caratteristiche meccaniche medio alte (indice CBR dei terreni naturali circa 90%) e migliorano del

20-30% se stabilizzati a calce. Risultano però sensibili ai fenomeni di imbibizione, si raccomanda pertanto un controllo costante del contenuto d'acqua in fase di compattazione, per evitare eccessi di umidità che potrebbero comportare una riduzione dei valori di portanza del materiale stabilizzato a calce. La percentuale di calce adottata per le prove sperimentali (2.5-3%) appare idonea a raggiungere gli obiettivi del trattamento.

Per i terreni presenti nei tratti restanti (fino al km 12+000 e tra le progressive 22+200 e 27+700) devono essere studiati trattamenti di stabilizzazioni alternativi, come il trattamento a cemento.

10. CAVALCAVIA DI SVINCOLO PISTOIA EST

Per i rilevati di accesso al nuovo cavalcavia N. 18 di svincolo Pistoia Est sono state eseguite verifiche di stabilità statiche e dinamiche, in condizioni sia drenate che non drenate, e calcolo dei cedimenti indotti sui terreni di fondazione. La sezione di riferimento è la più critica: Sezione 27.

10.1 Verifiche di stabilità

Il nuovo rilevato è stato verificato adottando gli stessi criteri descritti nel paragrafo 7.1. L'analisi è stata condotta secondo il metodo dell'equilibrio limite globale con superfici di scorrimento circolari in accordo al metodo di analisi di Bishop. I parametri geotecnici caratteristici e di progetto impiegati per i terreni di fondazione sono sintetizzati nella Tabella 59 (vedi anche Allegato 1), in cui sono riportati anche i coefficienti di sicurezza determinati per le diverse analisi di stabilità svolte. I parametri geotecnici caratteristici e di progetto impiegati per il corpo del rilevato sono gli stessi riportati nel paragrafo 7.2.1. Tutte le verifiche sono risultate soddisfatte. (**fattore di sicurezza FS >1.1**). A titolo di esempio in Figura 30 è rappresentata la superficie di scorrimento più critica determinata per la combinazione sismica drenata, con sisma verso l'alto.

In Allegato 3c sono riportate le superfici di scorrimento più critiche ottenute secondo il metodo di Bishop per le restanti verifiche.

Tabella 59. Rilevato di accesso al cavalcavia di svincolo Pistoia Est N.18. Sezione 27. Parametri geotecnici dei terreni di fondazione e coefficienti di sicurezza. $z_w = 3 m$.

da – a [m]	γ_k [kN/m ³]	γ_d [kN/m ³]	φ'_k [°]	φ'_d [°]	c_{uk} [kPa]	c_{ud} [kPa]
0-2.3	20	20	30	24.8	85	61
2.3-14.2	20.5	20.5	27	22.2	80	57
14.2-27.4	18	18	33	27.4	-	-
27.4-35	20	20	25	20.4	250	176
	statica U	statica D	sismica U +	sismica U -	sismica D +	sismica D -

FS [-]	1.597	1.408	1.363	1.431	1.249	1.236
--------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

U = non drenata. D = drenata. + sisma verso il basso. - sisma verso l'alto

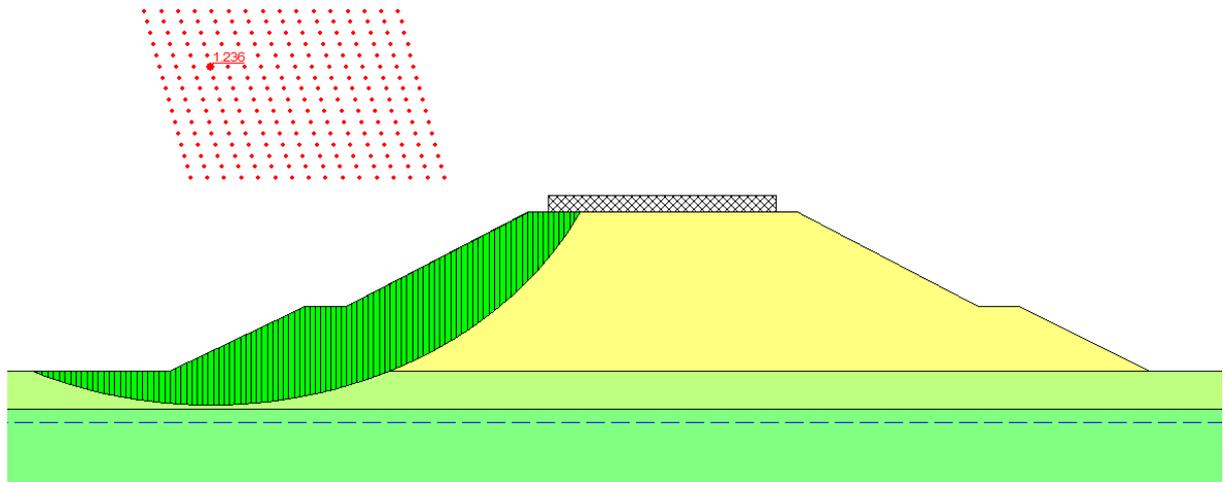


Figura 30. Rilevato di accesso al cavalcavia di svincolo Pistoia Est N.18. Sezione 27. Superficie di scorrimento più critica secondo il metodo di Bishop (sismica D -).

10.2 Calcolo dei cedimenti

Per il calcolo è stata considerata una profondità di influenza di 40m dal piano campagna locale in quanto oltre quella profondità l'incremento di tensione indotto dal rilevato è inferiore al 15% rispetto alla tensione verticale efficace geostatica agente, quindi trascurabile. I terreni di fondazione prevalentemente a grana grossa sono stati modellati come mezzi elastici, lineari e isotropi caratterizzati da un modulo elastico equivalente E' e dal rapporto di Poisson ν , i terreni prevalentemente a grana fine sono stati modellati come mezzi elasto-plastici caratterizzati dai seguenti parametri di deformabilità: indice di ricomprensione c_r , indice di compressione vergine c_c , coefficiente di consolidazione primaria c_v , coefficiente di permeabilità k , modulo elastico non drenato E_u , rapporto di Poisson non drenato ν_u . In Tabella 60 sono riportati i parametri di calcolo adottati per i terreni di fondazione dei rilevati, il cedimento massimo calcolato in asse al rilevato di svincolo ed il massimo cedimento differenziale al di sotto della piattaforma stradale. Nelle Figure 31a e 31b sono

riportati rispettivamente il profilo con la profondità dei cedimenti di fine consolidazione in corrispondenza delle due verticali passanti per l'asse e per il ciglio del rilevato e il decorso nel tempo dei cedimenti indotti a piano campagna lungo le stesse verticali.

I risultati riportati evidenziano che i nuovi rilevati di accesso al cavalcavia N.18 di svincolo inducono sui terreni fondazione cedimenti molto elevati (cedimento massimo in asse ai rilevati di 34 cm e massimo cedimento differenziale sotto la piattaforma stradale di 4 cm) con tempi di esaurimenti particolarmente lunghi (circa 5000 giorni).

Con un sistema di dreni verticali prefabbricati, aventi diametro equivalente 7 cm, lunghezza 7.5 m, posti a quinconce con interasse 1.2 m e senza precarico, dei 34 cm totali sviluppati a fine consolidazione in asse al rilevato, 22 vengono scontati entro i primi 240 giorni.

Per ridurre i cedimenti indotti dai rilevati e accorciare pertanto i tempi di consolidazione si suggeriscono di valutare in fase di progetto esecutivo, soluzioni alternative, quali il consolidamento dei terreni di fondazione mediante elementi di rinforzo verticale, l'utilizzo di materiale alleggerito per il corpo del rilevato.

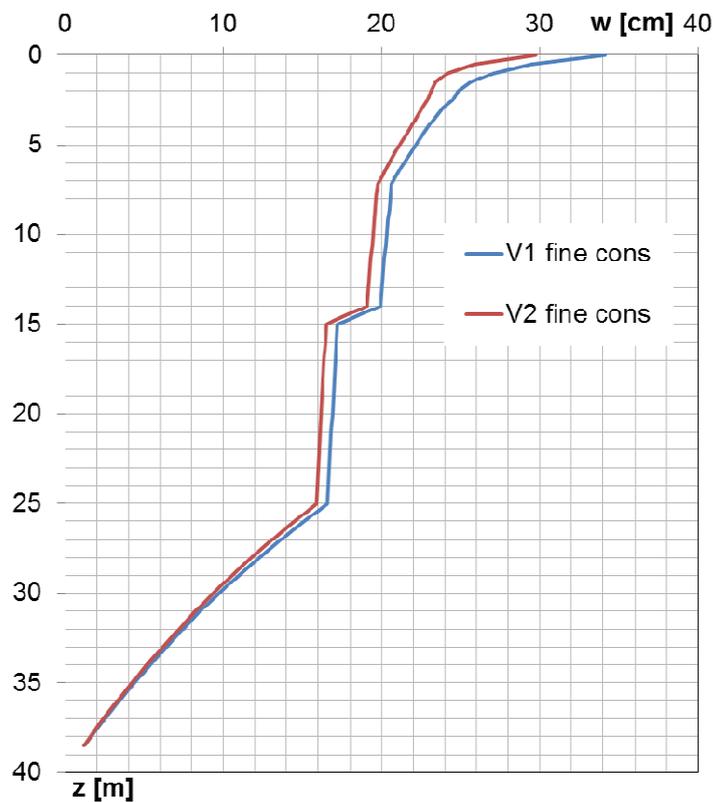
Infine, in fase esecutiva occorrerà porre particolare attenzione alla sequenza delle fasi costruttive, ad esempio la costruzione dei rilevati dopo l'esecuzione dei pali di fondazione delle spalle indurrebbe tensioni negative sui pali stessi riducendone la capacità portante.

In ogni caso occorrerà prevedere un opportuno *sistema di monitoraggio* con idonea strumentazione (ad esempio estensimetri ed assestimetri) in grado di misurare gli spostamenti indotti e per verificare il reale decorso nel tempo dei cedimenti

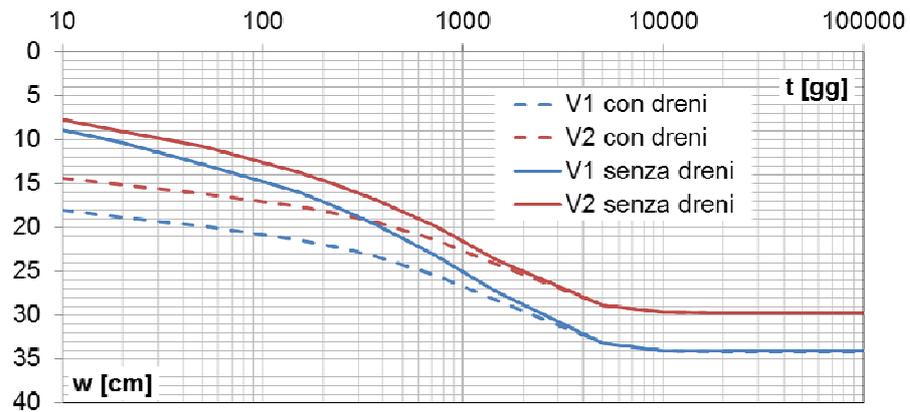
superficiali e profondi ma soprattutto per validare in fase costruttiva l'efficacia della tecnica di consolidamento adottata.

Tabella 60. Rilevato di accesso al cavalcavia di svincolo Pistoia Est N.18. Sezione 27. Parametri di deformabilità di calcolo e max cedimento indotto in asse al rilevato di svincolo.

da – a [m]	OCR [-]	c_r [-]	c_c [-]	k [m/s]	c_v [cm ² /s]	E'_{50} [MPa]	E'_{u50} [MPa]	v' [-]	v_u [-]	w_{max} [cm]	Δw_{max} [cm]
0-2.5	5	0.0166	0.196	$1.938E^{-10}$	$1.326E^{-3}$	-	67.5	-	0.5	34	4.3
2.5-7.2	4	0.026	0.192	$9.34E^{-11}$	$5.86E^{-4}$	-	67.5	-	0.5		
17.2-14	-	-	-	-	-	120	-	0.2	-		
14-15	2	0.0166	0.196	$1.938E^{-10}$	$1.326E^{-3}$	-	100	-	0.5		
15-25	-	-	-	-	-	168	-	0.2	-		
25-40	1	0.0166	0.196	$1.938E^{-10}$	$1.326E^{-3}$	-	200	-	0.5		



(a)



(c)

Figura 31. Rilevato di accesso al cavalcavia di svincolo Pistoia Est N.18. Sezione 27. a) Cedimenti con la profondità indotti dal rilevato in costruzione lungo le verticali per l'asse e per il ciglio; b) c) decorso dei cedimenti a piana campagna nel tempo in corrispondenza delle verticali per l'asse e per il ciglio.