



Società Autostrada Tirrenica p.A.
GRUPPO AUTOSTRADALE PER L'ITALIA S.p.A.

AUTOSTRADA (A12) : ROSIGNANO – CIVITAVECCHIA
LOTTO 5B

TRATTO: FONTEBLANDA – ANSEDONIA
PROGETTO DEFINITIVO

INFRASTRUTTURA STRATEGICA DI PREMINENTE INTERESSE NAZIONALE

DOCUMENTAZIONE GENERALE

GEOTECNICA

RELAZIONE GEOTECNICA SUI
RILEVATI AUTOSTRADALI

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Marco D'Angelantonio
Ord. Ingg. Milano N. 20155

RESPONSABILE UFFICIO APE

**IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE**

Ing. Alessandro Alfì
Ord. Ingg. Milano N. 20015

CAPO PROGETTO

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Massimiliano Giacobbi
Ord. Ingg. Milano N. 20746

WBS	RIFERIMENTO ELABORATO							DATA:	REVISIONE									
	DIRETTORIO			FILE					n.	data								
—	codice	commessa	N.Prog.	unita'	ufficio argomento	n. progressivo	Rev.											
—	1	2	1	2	1	4	0	9	—	—	APE	0	1	6	—	—		

 gruppo Atlantia	COORDINATORE GENERALE INIZIATIVA SAT Ing. Massimiliano Giacobbi Ord. Ingg. Milano N. 20746 CAPO COMMESSA		ELABORAZIONE GRAFICA A CURA DI :
	CONSULENZA A CURA DI :		ELABORAZIONE PROGETTUALE A CURA DI :
			IL RESPONSABILE UNITA' :

	VISTO DEL COMMITTENTE 	VISTO DEL CONCEDENTE Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti <small>DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI</small>
--	----------------------------------	---

SPEA S.p.A.

**AUTOSTRADA (A12)
ROSIGNANO - CIVITAVECCHIA
LOTTO 5B
TRATTO: FONTEBLANDA – ANSEDONIA**

PROGETTO DEFINITIVO

RELAZIONE GEOTECNICA SUI RILEVATI AUTOSTRADALI

I N D I C E

1.	INTRODUZIONE	5
2.	DOCUMENTAZIONE, NORMATIVE E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO.....	7
2.1	Documentazione di progetto	7
2.2	Normative nazionali	7
2.3	Bibliografia.....	8
2.4	Software.....	8
3.	DESCRIZIONE DEL TRACCIATO	9
3.1	Da inizio Lotto 5b (Km.0+000) a Km.2+100.....	9
3.2	Da Km.2+100 a Km.3+250.....	10
3.3	Da Km.3+250 a Km.3+500 e da Km.4+300 a Km.4+400.....	10
3.4	Da Km.4+400 a Km.8+800.....	11
3.5	Da Km.8+800 a Km.9+000 e da Km.10+200 a Km.10+300.....	11
3.6	Da Km.10+300 a Km.11+300	12
3.7	Da Km.11+300 a Km.15+700	12
3.8	Da Km.15+700 a Km.18+400	13
3.9	Da Km.18+400 a Km.19+600	13
3.10	Da Km.19+600 a fine Lotto 5b	14
4.	PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE	15
4.1	Stati Limite Ultimi (SLU).....	15
4.1.1	Verifica di stabilità del sito ante operam.....	15
4.1.2	Verifica di stabilità globale dei nuovi rilevati autostradali	16
4.2	Stati Limite d'Esercizio (SLE)	18
4.2.1	Stima dei cedimenti dei nuovi rilevati autostradali.....	18
5.	RILEVATI AUTOSTADALI IN PROGETTO	21
5.1	Geometria e parametri geotecnici.....	21
5.2	Interventi per la mitigazione dei cedimenti e per la stabilità dei rilevati	22
6.	TRATTA DAL Km.3+250 AL Km.4+400	24

6.1	Premessa	24
6.2	Inquadramento geologico-geotecnico.....	24
6.3	Stratigrafia e valori caratteristici dei parametri geotecnici.....	25
6.4	Sintesi delle verifiche effettuate.....	26
6.5	Stati Limite Ultimi - Verifiche di stabilità globale.....	27
6.6	Stati Limite di Esercizio - Stima dei cedimenti.....	35
7.	TRATTA DAL Km.4+400 AL Km.8+800	45
7.1	Premessa	45
7.2	Inquadramento geologico-geotecnico.....	45
7.3	Stratigrafia e valori caratteristici dei parametri geotecnici.....	49
7.4	Sintesi delle verifiche effettuate.....	52
7.5	Stati Limite Ultimi - Verifiche di stabilità globale.....	52
7.6	Stati Limite di Esercizio - Stima dei cedimenti.....	53
8.	TRATTA DAL Km.8+800 AL Km.10+300	63
8.1	Premessa	63
8.2	Inquadramento geologico-geotecnico.....	63
8.3	Stratigrafia e valori caratteristici dei parametri geotecnici.....	64
8.4	Sintesi delle verifiche effettuate.....	65
8.5	Stati Limite Ultimi - Verifiche di stabilità globale.....	65
8.6	Stati Limite di Esercizio - Stima dei cedimenti.....	73
9.	TRATTA DAL Km.10+300 AL Km.11+300	82
9.1	Premessa	82
9.2	Inquadramento geologico-geotecnico.....	82
9.3	Stratigrafia e valori caratteristici dei parametri geotecnici.....	82
9.4	Sintesi delle verifiche effettuate.....	84
9.5	Stati Limite Ultimi - Verifiche di stabilità globale.....	84
9.6	Stati Limite di Esercizio - Stima dei cedimenti.....	87
10.	TRATTA DAL Km.11+300 AL Km.15+700	97
10.1	Premessa	97
10.2	Inquadramento geologico-geotecnico.....	97

10.3	Stratigrafia e valori caratteristici dei parametri geotecnici.....	98
10.4	Sintesi delle verifiche effettuate.....	100
10.5	Stati Limite Ultimi - Verifiche di stabilità globale.....	101
10.6	Stati Limite di Esercizio - Stima dei cedimenti.....	107
11.	CONCLUSIONI E RACCOMANDAZIONI	125

1. **INTRODUZIONE**

Questa relazione si inquadra nell'ambito del Progetto Definitivo del Lotto 5b dell'autostrada A12, "Fonteblanda-Ansedonia", e si integra con la Relazione geotecnica del lotto in oggetto (Doc.Rif.[1]). Vengono qui analizzati gli aspetti geotecnici legati alla costruzione dei nuovi rilevati autostradali che riguardano la loro stabilità e i cedimenti a cui saranno soggetti o che indurranno sulle opere presenti nelle vicinanze. Gli aspetti attinenti alla preparazione dei piani di posa dei rilevati sono invece trattati nella Relazione geotecnica di lotto (Doc.Rif.[1]).

Il documento è stato organizzato come segue:

- Il capitolo 2 riporta l'elenco della documentazione di progetto, delle normative nazionali cogenti, della bibliografia e dei software utilizzati per la redazione di questa relazione.
- Il capitolo 3 riporta la descrizione del tracciato autostradale, con particolare riferimento alle principali tematiche geotecniche che interessano i nuovi rilevati e la loro interazione con le opere pre-esistenti sul territorio.
- Il capitolo 4 riporta i criteri di progettazione geotecnica utilizzati nelle verifiche di stabilità dei rilevati, in condizioni statiche e sismiche, e nella stima dei cedimenti.
- Il capitolo 5 riporta la geometria ed i parametri geotecnici assunti nelle analisi per i rilevati autostradali in progetto e gli interventi proposti per la mitigazione dei cedimenti (tipologia di intervento e modellazione attraverso i software di calcolo utilizzati).
- I capitoli 6, 7, 8, 9 e 10 riportano i risultati delle verifiche di stabilità dei rilevati e la stima dei cedimenti a cui essi saranno soggetti e che essi indurranno sulle opere pre-esistenti poste nelle loro vicinanze. Ciascun capitolo analizza una particolare tratta del percorso autostradale.
- Il capitolo 11 sintetizza le conclusioni degli studi presentati in questo documento e riporta le raccomandazioni per la successiva fase di Progetto Esecutivo.

I parametri geotecnici utilizzati in questo documento sono stati definiti partendo dai loro range caratteristici, riportati nella Relazione geotecnica di lotto (Doc.Rif.[1]);

successivamente, basandosi sui sondaggi ricadenti in ciascuna tratta di interesse, i parametri geotecnici sono stati meglio definiti riguardando i risultati delle prove di laboratorio eseguite sui campioni prelevati nei sondaggi considerati.

Le stratigrafie utilizzate in questo documento sono state definite in accordo ai Profili geotecnici (Doc.Rif.[2]).

2. DOCUMENTAZIONE, NORMATIVE E BIBLIOGRAFIA DI RIFERIMENTO

2.1 Documentazione di progetto

- [1] Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Lotto 5B – Tratto: Fonteblanda – Ansedonia, Relazione geotecnica, Ottobre 2016, elaborato APE-001.
- [2] Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Lotto 5B – Tratto: Fonteblanda – Ansedonia, Planimetrie e profili geotecnici, elaborati: APE-002, APE-003, APE-004, APE-005, APE-006, APE-007, APE-008, APE-009, APE-010, APE-011, APE-012, APE-013, APE-014 e APE-015.
- [3] Autostrada A12 – Rosignano-Civitavecchia – Lotto 5b – Tratto: Ansedonia – Pescia Romana, Opere di sostegno – Tipologico trattamento colonnare, elaborato APE-017.
- [4] Università degli studi di Firenze – “Relazione metodologica” per la definizione delle indagini e delle prospezioni per lo studio di aree a rischio sinkhole nell’ambito della Progettazione Definitiva delle gallerie artificiali Fonteblanda e Ansedonia, Marzo 2016.
- [5] Regione Toscana – Realizzazione della cassa di espansione di Campo Regio – Progetto definitivo – Report sondaggi geognostici, prove Lefranc e prove penetrometriche (CPT e CPTU), Dicembre 2014.
- [6] IVECOS – Consolidamento di rilevato cedevole nelle tratte comprese dal km 154+600 al km 155+410 Albinia Sud in località “Le Topaie”, dal km 158+000 al km 160+000 Località Albinia Nord, dal km 177+000 al km 179+350 Località Rispectia e dal km 190+300 al km 191+500 Zona industriale Grosseto Nord, della linea Roma-Grosseto-Vada – Relazione geologico geotecnica, Giugno 2006.

2.2 Normative nazionali

- [7] Decreto Ministeriale n. 47 (11/3/1988). “Norme Tecniche riguardanti le indagini su 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”.
- [8] 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.
- [9] Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008, “Approvazione delle Nuove Tecniche per le Costruzioni”, G.U. n.29 del 04.2.2008, Supplemento Ordinario.
- [10] Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l’applicazione norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.

2.3 Bibliografia

- [11] Deformation Characteristics of Geomaterials, Torino, Balkema. Bjerrum L. (1972) "Embankments on soft ground", Proc. of Spec. Conf. on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Lafayette.
- [12] Burland J.B. (1990), "On the compressibility and shear strength of natural clays" Géotechnique 40, n° 3, pag. 329.
- [13] Burland J.B., Burbidge M.C. (1985), "Settlement of foundations on sand and gravel" Proc. ICE, Part 1, 78.
- [14] Duncan J.M., Buchignani A.L. (1976), "An engineering manual for settlement studies" Geotechnical Engineering, Dept. Of Civil Engineering, University of California, Berkeley.
- [15] Feng, T.W. (1991), Compressibility and permeability of natural soft clays, and surcharging to reduce settlements. Ph.D. thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Ill.
- [16] Ladd C.C., Foot R. (1974), "A new design procedure for stability of soft clays" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, vol.100, n° 7.
- [17] Li A. L., Rowe R.K. (2002), "Some design considerations for embankments on rate sensitive soils" "Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 128, n° 11, ASCE, pp. 885-887.
- [18] Mitchell J.K. (1976), "Fundamentals of soil behavior" John Wiley & Sons.
- [19] Nagaraj T.S., Miura N. (2001), "Soft clay behaviour – Analysis and assessment" Balkema, Rotterdam.
- [20] Rocchi G., Fontana F., Da Prat, M. (2003), "Modelling of natural soft clay destruction processes using viscoplasticity theory" Géotechnique 53, n° 8, pp. 729-745.
- [21] Schofield A.N. & Wroth C.P. (1968), " Critical state soil mechanics" Mc Graw-Hill.
- [22] Scott R. F. (1989), "Consolidation of sensitive clay as phase change process" Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 115, n°10.

2.4 Software

- [23] GEOSLOPE/W, GeoStudio 2007 (Version 7.23, Build 5099), GEOSLOPE International Ltd.
- [24] PLAXIS 2D, Version 2015.02.

3. DESCRIZIONE DEL TRACCIATO

Il lotto 5b ha inizio circa 2 km a Nord della località Fonteblanda e termina in corrispondenza dello svincolo di Ansedonia, interessando il comune di Orbetello e, nel tratto finale, il comune di Capalbio (entrambi i comuni ricadono in provincia di Grosseto). Complessivamente il lotto 5b è lungo ~24+295 Km. L'attuale tracciato di progetto presenta, rispetto al tracciato definito nel Progetto Definitivo 2011, una variante plano-altimetrica tra le progressive ~ Km.2+400 e ~ Km.16+400.

Di seguito si riporta una descrizione del tracciato in progetto suddiviso per tratte omogenee che prendono in considerazione le altezze dei nuovi rilevati lungo linea, le stratigrafie locali dei terreni e le interferenze con le opere esistenti e/o in progetto.

3.1 Da inizio Lotto 5b (Km.0+000) a Km.2+100

Tra le progressive Km.0+000 (inizio lotto) e ~ Km.1+900, la sede della nuova autostrada coincide con l'attuale sede della S.S. Via Aurelia, prevedendone un adeguamento in allargamento. Si possono distinguere due sotto-tratte:

- dalla progressiva Km.0+000 alla progressiva Km.0+500 la Via Aurelia e la ferrovia storica Pisa-Roma si sviluppano in parallelo. La distanza minima tra il ciglio inferiore (piede) del rilevato ferroviario ed il ciglio inferiore (piede) del rilevato attuale S.S. Via Aurelia è pari a circa 25 m.

L'allargamento della sede stradale della S.S. Via Aurelia viene realizzato sul lato Est (lato opposto rispetto alla linea ferroviaria) ed i rilevati autostradali in progetto raggiungeranno altezze massime dell'ordine di 3.0÷3.5 m ca..

Il sondaggio di riferimento per la tratta in oggetto è il 4/1-SD3, realizzato nel 2010. La geometria di progetto e la stratigrafia di riferimento non inducono a pensare a situazioni critiche per quanto riguarda la stabilità ed i cedimenti.

- Dalla progressiva Km.0+500 fino alla progressiva Km.2+100 l'allargamento della sede stradale della S.S. Via Aurelia viene realizzato sul lato Ovest; in questo tratto la sede autostradale si trova molto distante dalla ferrovia storica Pisa-Roma.

Le altezze massime dei nuovi rilevati sono dell'ordine di 3.5 m ca..

Il sondaggio di riferimento per la tratta in oggetto è il 4/1-SD4, realizzato nel 2010.

La geometria di progetto e la stratigrafia di riferimento non inducono a pensare a situazioni critiche per quanto riguarda la stabilità globale ed i cedimenti dei rilevati autostradali.

3.2 Da Km.2+100 a Km.3+250

Dalla progressiva ~ Km.2+100 alla progressiva ~ Km.3+250 il tracciato autostradale presenta dei tratti in rilevato, dei tratti a mezzacosta e dei tratti in trincea. Tra le progressive ~ Km.2+420 e ~ Km.2+800 si trova l'imbocco Nord alla galleria artificiale di Fonteblanda, tra le progressive ~ Km.2+800 e ~ Km.2+900 la galleria artificiale e tra le progressive ~ Km.2+900 e ~ Km.3+080 il suo imbocco Sud.

3.3 Da Km.3+250 a Km.3+500 e da Km.4+300 a Km.4+400

Tra le progressive ~ Km.3+250 e ~ Km.3+500 e tra le progressive ~ Km.4+300 e ~ Km.4+400, si hanno i rilevati di approccio alle spalle, rispettivamente Nord e Sud, del viadotto sul Torrente Osa. I rilevati in questione raggiungono altezze massime dell'ordine di 5.0 m ca..

Per la Spalla Nord, fermo restando la sua posizione attuale (~ Km.3+500), non si dovrebbero avere problemi per quanto riguarda la stabilità ed i cedimenti. La situazione peggiore si presenta invece per la Spalla Sud del viadotto; l'altezza dei rilevati autostradali e la natura dei terreni indagati richiedono (come già definito nella precedente fase progettuale del 2011) interventi necessari alla riduzione dei cedimenti e a garantire la stabilità dei nuovi rilevati.

Nel capitolo 6 si riportano i risultati delle verifiche di stabilità globale e la stima dei cedimenti dei rilevati, in assenza e presenza di interventi di mitigazione dei cedimenti stessi (trattamenti colonnari e/o rilevati alleggeriti).

3.4 Da Km.4+400 a Km.8+800

Tra le progressive ~ Km.4+400 e ~ Km.8+800, l'autostrada si sviluppa nella piana alluvionale tra il Torrente Osa ed il Fiume Albegna ed avrà anche la funzione di argine della cassa di espansione Campo Regio, ad oggi in fase di progettazione definitiva. La progettazione della sede autostradale, in quanto argine della cassa di espansione, è al di fuori dello scopo di questo documento.

In questo tratto, il rilevato autostradale si sviluppa in parallelo alla ferrovia storica Pisa-Roma, tutt'oggi oggetto di cedimenti in evoluzione come testimoniato da alcuni dati riportati nel Doc.Rif.[4] (vedi anche quanto discusso nel capitolo 7).

I rilevati autostradali, in variante rispetto al tracciato definito nel 2011, raggiungono altezze massime dell'ordine di 5.0 m ca..

L'altezza dei rilevati autostradali, la natura dei terreni indagati ed il parallelismo tra la sede autostradale e la linea ferroviaria storica hanno richiesto una serie di analisi preliminari sia per valutare gli interventi di mitigazione dei cedimenti ritenuti più efficaci sia per definire una distanza minima di "sicurezza" tra il nuovo rilevato autostradale ed il rilevato ferroviario esistente.

Nel capitolo 7 si riportano i risultati delle verifiche di stabilità globale e la stima dei cedimenti, calcolati in assenza e presenza di interventi di mitigazione dei cedimenti stessi (trattamenti colonnari e/o rilevati alleggeriti).

3.5 Da Km.8+800 a Km.9+000 e da Km.10+200 a Km.10+300

Tra le progressive ~ Km.8+800 e ~ Km.9+000 e tra le progressive ~ Km.10+200 e ~ Km.10+300, si hanno i rilevati di approccio alle spalle, rispettivamente Nord e Sud, del viadotto sul Fiume Albegna.

I rilevati autostradali raggiungono sulla spalla Nord altezze massime dell'ordine di 5.0 m ca. e sulla spalla Sud altezze massime dell'ordine di 3.5 m ca..

Le stratigrafie dei sondaggi mostrano la presenza di materiali particolarmente compressibili fino a profondità elevate. La situazione peggiore è stata ad oggi individuata in corrispondenza delle fondazioni di alcune pile del viadotto (si veda il sondaggio 5b-SD23), dove i materiali compressibili sono stati rinvenuti fino a fondo

foro, ubicato a 40 m dal piano campagna. In corrispondenza dei rilevati di approccio alle spalle tali materiali sembrano raggiungere, per entrambe le spalle, una profondità pari a 22 m ca..

L'altezza dei rilevati autostradali e la natura dei terreni indagati richiedono, come già definito nella precedente fase progettuale del 2011, interventi necessari alla riduzione dei cedimenti e a garantire la stabilità dei nuovi rilevati.

Nel capitolo 8 si riportano i risultati delle verifiche di stabilità globale e di stima dei cedimenti calcolati in assenza e presenza di interventi di mitigazione dei cedimenti stessi (trattamenti colonnari e/o rilevati alleggeriti).

3.6 Da Km.10+300 a Km.11+300

Tra le progressive ~ Km.10+300 e ~ Km.11+300, è in progetto il nuovo svincolo di Albinia. In questa tratta, di ~ 1 Km, l'autostrada in progetto si sviluppa su rilevati aventi altezze massime dell'ordine di 2÷2.5 m ca..

La stratigrafia desumibile dalle indagini geognostiche mostra, come per la tratta precedente, la presenza di uno strato compressibile di spessori importanti che, a partire dal piano campagna, variano tra un minimo di 15 m ca. ed un massimo di 18 m ca..

L'altezza dei rilevati in questo tratto è modesta, tuttavia la natura dei terreni indagati ha richiesto uno specifico calcolo dei cedimenti al fine di valutare la necessità o meno di interventi di mitigazione degli stessi.

Nel capitolo 9 si riportano i risultati delle verifiche di stabilità globale e la stima dei cedimenti calcolati in assenza e presenza di interventi di mitigazione dei cedimenti stessi (trattamenti colonnari e/o rilevati alleggeriti).

3.7 Da Km.11+300 a Km.15+700

Tra le progressive ~ Km.11+300 e ~ Km.15+700, la sede autostradale e la linea ferroviaria storica Pisa-Roma sono nuovamente in affiancamento. Alla progressiva ~ Km.13+400, l'autostrada sottopassa, in stretto affiancamento alla linea ferroviaria, la sede stradale della S.S. Aurelia.

I rilevati autostradali, in variante rispetto al tracciato studiato nel 2011, hanno altezze tipiche dell'ordine di 2.0 m ca., con valori massimi localizzati dell'ordine di 3.0 m ca..

In accordo alle evidenze dei sondaggi eseguiti in questa tratta, la natura dei terreni indagati presenta un'alternanza di strati compressibili a grana fine e strati a grana grossa.

L'altezza dei rilevati in questo tratto è modesta, tuttavia la natura dei terreni indagati ha richiesto uno specifico calcolo dei cedimenti al fine di valutare la necessità o meno di interventi di mitigazione degli stessi.

Nel capitolo 10 si riportano i risultati delle verifiche di stabilità globale e la stima dei cedimenti calcolati in assenza e presenza di interventi di mitigazione dei cedimenti stessi (trattamenti colonnari e/o rilevati alleggeriti).

3.8 Da Km.15+700 a Km.18+400

Tra le progressive ~ Km.15+700 e ~ Km.18+400, l'autostrada si sviluppa per breve tratto in rilevato di nuova costruzione con altezze massime di 2.0 m ca.. Successivamente, alla progressiva Km.16+500, l'autostrada si sovrappone, a raso, all'attuale sede della S.S. Aurelia, fino all'imbocco della Galleria Orbetello Scalo, prevista tra le progressive ~ Km.17+320 e ~ Km.17+920.

La geometria di progetto e la stratigrafia di riferimento non inducono a pensare a situazioni critiche per quanto riguarda la stabilità globale ed i cedimenti dei rilevati autostradali.

3.9 Da Km.18+400 a Km.19+600

Tra le progressive ~ Km.18+400 e ~ Km.19+600, la sede autostradale si sovrappone nuovamente all'attuale sede stradale della S.S. Aurelia. L'autostrada e la linea ferroviaria storica Pisa-Roma si sviluppano nuovamente in parallelo, con una distanza minima tra i cigli inferiori (piedi) dei rilevati pari a 35 m ca. e con altezze dei rilevati autostradali modeste, dell'ordine di 1.0-1.5 m ca..

Il sondaggio di riferimento per la tratta in oggetto (5b-SD39, realizzato nel 2015) e la geometria di progetto non inducono a pensare a situazioni critiche per quanto riguarda la stabilità globale ed i cedimenti dei rilevati autostradali.

3.10 Da Km.19+600 a fine Lotto 5b

Tra le progressive ~ Km.19+600 e Km.24+295.22 (fine Lotto 5b), la sede della nuova autostrada coincide con l'attuale sede della S.S. Via Aurelia, prevedendone un adeguamento in allargamento. L'autostrada si sviluppa principalmente a raso o in trincea con esclusione dei tratti tra le progressive ~ Km.22+900 e ~ Km.23+600, in cui l'allargamento prevede rilevati di altezze modeste pari a 1.0÷2.0 m ca., e tra le progressive ~ Km.23+800 e Km.24+295.22 (fine Lotto 5b), dove l'allargamento dell'attuale S.S. Aurelia prevede rilevati in dx di altezza massima pari a circa 3.0m.

Il sondaggio di riferimento (5b-SD40, realizzato nel 2015) e la geometria di progetto non inducono a pensare a situazioni critiche per quanto riguarda la stabilità globale ed i cedimenti dei rilevati autostradali.

4. PROGETTAZIONE AGLI STATI LIMITE

4.1 Stati Limite Ultimi (SLU)

In accordo alle NTC2008 (Doc.Rif.[9]), per ogni Stato Limite Ultimo (SLU) deve essere rispettata la seguente condizione:

$$E_d \leq R_d \quad (\text{Eq. 6.2.1 del Doc.Rif.[9]})$$

dove:

E_d = valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

R_d = valore di progetto della resistenza.

La verifica della condizione $E_d \leq R_d$ deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3). I coefficienti da adottarsi nelle diverse combinazioni sono definiti in funzione del tipo di verifica da effettuare. Per quanto concerne le azioni di progetto E_d , tali forze possono essere determinate applicando i coefficienti parziali di cui sopra alle azioni caratteristiche, oppure, a posteriori, alle sollecitazioni prodotte dalle azioni caratteristiche (Par. 6.2.3.1 del Doc. Rif.[9]).

4.1.1 Verifica di stabilità del sito ante operam

Per la verifica di stabilità del sito in condizioni free-field (ante operam) nei confronti di possibili fenomeni di liquefazione dei terreni indotti dal terremoto di progetto, si rimanda alla Relazione geotecnica di lotto (Doc.Ref.[1]).

Per quanto concerne gli aspetti geomorfologici, idrologici ed idrogeologici si rimanda ai relativi documenti progettuali.

Infine, per quanto concerne gli aspetti relativi alla eventuale presenza di cavità nel sottosuolo si rimanda ai contenuti del Doc.Rif.[4].

4.1.2 Verifica di stabilità globale dei nuovi rilevati autostradali

In accordo con quanto riportato al par.6.8.2 delle NTC2008, la stabilità globale, sia in condizioni statiche che sismiche, dovrà essere esaminata secondo:

Approccio 1 – Combinazione 2: A2+M2+R2

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, Tab. 6.2.II, Tab. 6.8.I delle NTC2008 (si vedano, rispettivamente, la Tabella 4.1, Tabella 4.2 e Tabella 4.3). In condizioni sismiche tutti i coefficienti sulle azioni A2 sono posti pari all'unità.

Tabella 4.1: NTC 2008 - Tab. 6.2.I

Tabella 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale γ_E (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

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Tabella 4.2: NTC 2008 - Tab. 6.2.II

Tabella 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

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

Tabella 4.3: NTC 2008 - Tab. 6.8.I

Tabella 6.8.I – Coefficienti parziali per le verifiche di sicurezza di opere di materiali sciolti e di fronti di scavo.

Coefficiente	R2
γ_R	1.1

In accordo a quanto riportato al par.7.11.3.5.2 delle NTC 2008 (Doc.Rif.[9]), le verifiche di stabilità in condizioni sismiche possono essere condotte mediante analisi pseudo-statiche adottando i coefficienti sismici k_h (orizzontale) e k_v (verticale), definiti come segue:

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

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

essendo:

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito = 0.24 (valido per categorie di suolo B, C, D ed E con a_g (g) compresa tra 0.1 e 0.2)

a_{\max} = azione sismica di progetto = 0.112·g (pari al valore massimo per il lotto in oggetto, vedi capitolo 6 del Doc.Rif.[1]).

Risulta:

$$k_h = 0.027$$

$$k_v = \pm 0.0135$$

Le verifiche di stabilità globale dei nuovi rilevati in progetto sono state condotte mediante analisi all'equilibrio limite, con riferimento al metodo proposto da Morgenstern N.R. and Price V.E. (1965). I calcoli sono stati condotti con il codice di calcolo SLOPE/W, facente parte del pacchetto GeoStudio 2007 ver.7.23 (Doc.Rif.[23]).

Le verifiche sono condotte utilizzando i parametri geotecnici fattorizzati tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nella Tab. 6.2.II delle NTC2008 (Doc.Rif.[9]), ossia:

$$\gamma_{\phi'} = 1.25 \text{ per la } \tan\phi'$$

$$\gamma_{c'} = 1.25 \text{ per la coesione } c'$$

$$\gamma_{c_u} = 1.4 \text{ per la coesione non drenata } c_u$$

$$\gamma_{\gamma} = 1.0 \text{ per il peso specifico } \gamma.$$

In sommità al rilevato autostradale è stato imposto un sovraccarico stradale (carico variabile) uniformemente distribuito e pari a 20 kPa, fattorizzato tenendo conto dei coefficienti parziali riportati in Tab. 6.2.I delle NTC2008 (Doc.Rif.[9]).

Le verifiche della stabilità globale risultano soddisfatte quando la superficie di scivolamento più critica, tra tutte quelle cinematicamente possibili, ha un fattore di sicurezza pari almeno ad 1.1, ossia se risulta soddisfatta la seguente disuguaglianza (par. 6.8.2 Doc.Rif.[9]):

$$R / E_d \geq \gamma_R \text{ con } \gamma_R = 1.1$$

4.2 Stati Limite d'Esercizio (SLE)

In accordo alle NTC2008 (Doc.Rif.[9]), per ogni Stato Limite d'Esercizio (SLE) deve essere verificato che gli effetti attesi delle azioni caratteristiche (cedimenti, rotazioni, vibrazioni) sulle strutture proposte (o quelli indotti, se il caso, sulle strutture adiacenti) siano inferiori al massimo di quelli consentiti. Le analisi devono essere effettuate considerando i valori caratteristici dei parametri geotecnici dei materiali, con riferimento sia alla resistenza che alla deformabilità.

4.2.1 Stima dei cedimenti dei nuovi rilevati autostradali

Le verifiche agli Stati Limite d'Esercizio per i rilevati in progetto sono consistite nel calcolo dei cedimenti indotti dalla loro costruzione.

I cedimenti dei nuovi rilevati autostradali ed i cedimenti indotti sulla linea ferroviaria storica Pisa-Roma, dove le due opere in linea corrono in affiancamento, sono stati calcolati mediante il codice di calcolo Plaxis 2D (Ver.2015.02, Doc.Rif.[24]), che consente di studiare problemi in condizioni di deformazione piana simulando la storia tensionale del terreno e delle strutture con esso interagenti.

Modello costitutivo adottato per i terreni a grana grossa

Ai terreni a grana grossa è stato assegnato il modello costitutivo di tipo elasto-plastico incrudente non lineare denominato "Hardening Soil model".

implementato nel codice di calcolo Plaxis e descritto nel manuale del codice di calcolo stesso, al quale si rimanda per tutti i dettagli in merito.

Le principali caratteristiche del modello sono:

- criterio di rottura Mohr-Coulomb, definito dai parametri coesione (c'), angolo di attrito (ϕ') e dilatanza (ψ , qui assunta pari a zero);
- moduli di primo carico dipendenti sia dalla tensione di confinamento efficace, sia dal grado di mobilitazione della resistenza al taglio (legge iperbolica); la dipendenza del modulo di primo carico dalla tensione di confinamento efficace è data dalle seguenti equazioni:

- in condizioni edometriche:

$$E_{edo} = E_{edo}^{ref} \cdot [\sigma_1' / p^{ref}]^m$$

- in condizioni triassiali:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \cdot [(c' \cdot \cotg \phi' - \sigma_3') / (c' \cdot \cotg \phi' + p^{ref})]^m$$

- in condizioni di scarico/ricarico:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \cdot [(c' \cdot \cotg \phi' - \sigma_3') / (c' \cdot \cotg \phi' + p^{ref})]^m$$

essendo:

E_{edo} = modulo in condizioni edometriche;

E_{50} = modulo secante al 50 % del carico di rottura;

E_{ur} = modulo in scarico/ricarico;

E_{edo}^{ref} , E_{50}^{ref} , E_{ur}^{ref} = moduli alla pressione di riferimento $p^{ref} = 100$ kPa.

NB: nelle convenzioni di segno del programma, la tensione σ_3' è negativa se di compressione, cioè di segno opposto rispetto alla p_{ref} . Ciò rende conto del differente segno tra le due tensioni nella formula sopra riportata, mantenuto per conformità alle convenzioni del codice di calcolo.

I moduli in primo carico E_{50} sono stati determinati a partire da i valori di G_0 indicati nella relazione geotecnica generale di lotto, avendo assunto:

$$E_{50} = E_0/10 = G_0 \cdot 2 \cdot (1+\nu)/10$$

I moduli edometrici (E_{edo}) sono stati adottati pari ai moduli in primo carico (E_{50}).

I moduli in scarico e ricarico (E_{ur}) sono stati assunti pari a $3 \cdot E_{50}$.

Modello costitutivo adottato per i terreni a grana fine

Ai terreni a grana fine è stato assegnato il modello costitutivo denominato "Soft Soil Creep Model (SSCM)" implementato nel codice di calcolo Plaxis e descritto nel manuale del codice di calcolo stesso, al quale si rimanda per tutti i dettagli in merito. Il modello costitutivo utilizzato è sostanzialmente un'elaborazione del modello costitutivo CAM-CLAY modificato in modo tale da potere mettere in conto anche le deformazioni indotte da fenomeni viscosi ("creep").

Il modello è caratterizzato da:

- criterio di rottura Mohr-Coulomb, definito dai parametri coesione (c'), angolo di attrito (ϕ') e dilatanza (ψ);
- due parametri di deformabilità legati alla consolidazione primaria:

$$\circ \lambda^* = \frac{c_c}{2.3 \cdot (1 + e_0)}$$

$$\circ k^* = \frac{2 \cdot c_r}{2.3 \cdot (1 + e_0)}$$

essendo:

c_c = indice di compressione

c_r = indice di ricomprensione

- un percorso tenso-deformativo funzione della storia tensionale mediante la definizione del grado di sovraconsolidazione OCR;
- un parametro legato alla consolidazione secondaria c_α (valutata nel piano "e", indice dei vuoti):

$$\circ \mu^* = \frac{c_\alpha}{2.3 \cdot (1 + e_0)}$$

- Un valore di permeabilità sia in direzione orizzontale che verticale, rispettivamente k_v e k_h .

Si sottolinea che in tale modello l'apporto al calcolo delle deformazioni dovuto alla compressibilità secondaria comincia immediatamente, senza cioè attendere la fine dei processi di consolidazione primaria.

5. RILEVATI AUTOSTRADALI IN PROGETTO

5.1 Geometria e parametri geotecnici

I nuovi rilevati autostradali in progetto, sono stati schematizzati con pendenza delle scarpate $4/7=V/H$ (V = verticale e H = orizzontale) e con realizzazione di una banca intermedia, di larghezza pari a 2 m, dove l'altezza dei rilevati supera i 5 m (misurati dal ciglio superiore del rilevato); la larghezza del rilevato in sommità è stata assunta pari a 27 m. In Figura 5.1 si riporta lo schema geometrico di un rilevato di altezza pari a 5 m.

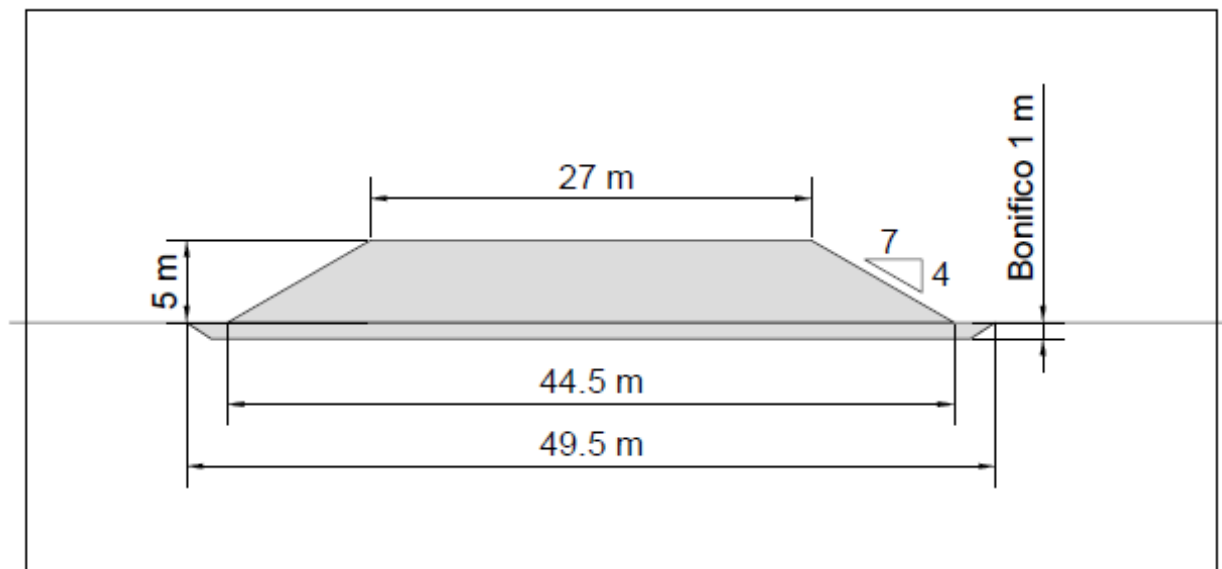


Figura 5.1: Geometria dei rilevati autostradale in progetto

I nuovi corpi dei rilevati autostradali sono stati attribuiti i seguenti valori dei parametri geotecnici caratteristici:

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi' = 38^\circ$$

$$c' = 0 \text{ kPa}$$

$$E = 20000 \text{ kPa}$$

In tutte le analisi il materiale di bonifico è stato considerato costituito dallo stesso materiale di rilevato. Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche dei

materiali costituenti i rilevati, l'accettazione è subordinata alle prove prescritte dai Capitolati.

Tutte le verifiche di stabilità e le stime dei cedimenti di seguito riportate sono state effettuate considerando queste geometrie dei rilevati, andando a variare l'altezza, e quindi la lunghezza della base del trapezio. Dove le geometrie dovessero venire modificate, le verifiche riportate in questa relazione non sono ritenute più valide e dovranno essere aggiornate e/o sostituite.

5.2 Interventi per la mitigazione dei cedimenti e per la stabilità dei rilevati

Laddove sono risultati necessari interventi di mitigazione dei cedimenti indotti dalla costruzione dei nuovi rilevati autostradali e/o interventi per garantirne la stabilità dei rilevati, è stato valutato l'effetto:

- della diminuzione dei carichi sui terreni di fondazione mediante l'utilizzo di rilevati alleggeriti;
- del miglioramento degli stessi terreni di fondazione mediante l'esecuzione di trattamenti colonnari.

I rilevati alleggeriti sono stati schematizzati imponendo al corpo del rilevato un peso di volume pari a $\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$.

Dove il rilevato è stato considerato costituito da materiale alleggerito, anche il bonifico è stato considerato costituito dallo stesso tipo di materiale.

I trattamenti colonnari sono stati ipotizzati costituiti da pali ad elica non armati, aventi le seguenti caratteristiche geometriche:

- diametro = 0.6 m
- interasse = 2.5 m
- lunghezza variabile a seconda della stratigrafia di progetto considerata; le lunghezze ipotizzate nelle diverse sezioni di calcolo sono riportate nei capitoli che presentano i risultati della stima dei cedimenti.

Nella stima dei cedimenti, condotta con modelli FEM ad elementi finiti, i trattamenti colonnari sono stati schematizzati come "elementi palo" elastici aventi le caratteristiche geometriche sopra riportate e modulo di Young = 25000 MPa.

Nelle verifiche di stabilità globale, condotte con i metodi dell'equilibrio limite, i trattamenti colonnari sono stati schematizzati come "*Pile reinforcement load*" con una forza di taglio resistente applicata in direzione perpendicolare all'elemento di rinforzo (parallelo alla superficie di rottura), assunta cautelativamente pari a 148 kN ($F_T = A_{\text{palo}} \cdot \tau$, con $\tau = 4 \text{ kg/cm}^2$).

Per la descrizione delle modalità di realizzazione dei trattamenti colonnari si rimanda al capitolo 11.

6. TRATTA DAL KM.3+250 AL KM.4+400

6.1 Premessa

Questa tratta si sviluppa a Sud Ovest di Fonteblanda, dall'imbocco Sud della Galleria Artificiale di Fonteblanda fino all'attraversamento su viadotto del Torrente Osa.

6.2 Inquadramento geologico-geotecnico

Il profilo del terreno in questo tratto passa da una di quota 24 m s.l.m. ad una quota 1 m s.l.m., rispettivamente a Nord e a Sud del viadotto Osa. Sulla base delle indagini geotecniche effettuate, le stratigrafie in prossimità della Spalla Nord e della spalla Sud del viadotto sul torrente Osa sono completamente differenti:

- Per la Spalla Nord, come riportato sui profili geotecnici (Doc.Rif.[2]), i sondaggi di riferimento sono: 5b-SD7, 5b-SD7bis, 5b-SD8 e 5b-SD9. Questi sondaggi individuano un primo strato, a partire da piano campagna, di materiali geologicamente ascrivibili a depositi di versante costituiti da limi e sabbie con clasti eterometrici ed eterogenei (a3). Lo spessore di tale strato aumenta da monte a valle man mano che il terreno naturale scende verso la piana e passa da spessori dell'ordine di un metro, a spessori dell'ordine di 8 m ca. (sondaggio 5b-SD8). Al di sotto di tali materiali è presente calcare alterato (Cv), alternato a livelli di sabbia, sabbia limosa, argilla e argilla sabbiosa. I sondaggi 5b-SD9 e 5b-SD10, fanno da transizione tra le due differenti situazioni stratigrafiche rinvenute a Nord e a Sud del viadotto sul torrente Osa.
- Per la Spalla Sud, come riportato sui profili geotecnici (Doc.Rif.[2]), le indagini di riferimento sono: 5b-SD10, 5b-SD11, 5b-SD12, CPT7 e 5b-SD13. Questi sondaggi individuano, da piano campagna e fino a profondità variabili tra 6.0 e 9.0 m ca., depositi olocenici di origine palustre (H1a1) e lagunare (H1a). Tali depositi sono costituiti da terreni compressibili formati da argille limose, argille con limo, limi argillosi debolmente sabbiosi con abbondante presenza di malacofauna e resti vegetali. Al di sotto di tali materiali, e per spessori variabili tra 8.0 e 18.0 m

ca., sono presenti depositi marini risalenti all'Olocene, costituiti da limi sabbiosi e sabbie limose con intercalazioni di argille limose (H3c); localmente si rinvenivano livelli di argille con limi sabbiosi, resti vegetali in decomposizione, inclusioni torbose e malacofauna. Al di sotto di tale strato sono nuovamente presenti materiali compressibili costituiti da depositi olocenici lagunari (H3a) costituiti da argille ed argille limose, con qualche livello sabbioso. Anche in profondità si segnala la presenza di resti vegetali, sostanza organica e malacofauna. Sotto di essi, dove le indagini superano i 35 m di profondità, sono presenti sabbie limose (5b-SD12) o calcare alterato (Cv).

6.3 Stratigrafia e valori caratteristici dei parametri geotecnici

I sondaggi di riferimento per la stratigrafia considerata nelle analisi sono: 5b-SD12, 5b-SD13 e 5b-SD14. La stratigrafia di calcolo assunta nelle verifiche è riportata in Tabella 6.1.

Per le analisi agli elementi finiti ai terreni di fondazione, sia a grana fine che a grana grossa, sono stati assegnati modelli costitutivi facenti parte della libreria del codice di calcolo Plaxis secondo quanto descritto nel paragrafo 4.2.1.

I valori dei parametri geotecnici di calcolo utilizzati nei calcoli per i terreni a grana grossa sono riportati nella Tabella 6.2, mentre quelli per i terreni a grana fine sono riportati nella Tabella 6.3. Il significato dei parametri presenti nelle tabelle è spiegato nei paragrafi 4.1.2 e 4.2.1.

Per i nuovi rilevati autostradali e per i trattamenti colonnari sono stati adottati i parametri geotecnici definiti nel capitolo 5.

Tabella 6.1: Sez. Km.04+320 – Stratigrafia di calcolo

Profondità		Formazione
Da (m da p.c.)	a (m da p.c.)	
0.0	8.0	H1a1/H1a
8.0	18.0	H3c
18.0	36.0 ⁽¹⁾	H3a
36.0 ⁽¹⁾	fine modello	Cv
falda a p.c.		
⁽¹⁾ la profondità dello strato H3a è stata qui ipotizzata in quanto il sondaggio di riferimento si interrompe in tale strato. La profondità della base dello strato in oggetto dovrà essere verificata in sede di Progetto Esecutivo.		

Tabella 6.2: Parametri adottati per i terreni a grana grossa

Formazione	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ψ' (°)	OCR (-)	E_{50}^{ref} (Mpa)	E_{edo}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	m (-)	ν (-)
H3c	20	30	0	0	1	16	16	49	0.65	0.15
Calcare alterato / sabbie	25	38	0	0	1	30	30	90	1.0	0.15

Tabella 6.3: Parametri adottati per i terreni a grana fine

Formazione	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	c_u (kPa)	OCR (-)	e_0 (-)	c_c (-)	c_r (-)	c_a (%)	$k_v = k_h$ (m/s)
H1a e H1a1	18	25	5	20	1.0	1.4	0.45	0.2· c_c	1.80	1·10 ⁻⁹
H3a	18.5	28	5	30	1.0	1.0	0.35	0.2· c_c	1.40	1·10 ⁻⁷

6.4 Sintesi delle verifiche effettuate

Come descritto nel paragrafo 0, i rilevati di approccio alla spalla Nord del viadotto sul Torrente Osa non dovrebbero presentare problemi di stabilità globale e cedimenti, mentre la situazione più critica si ha in corrispondenza dei rilevati di approccio alla spalla Sud.

Le verifiche di stabilità globale e le stime dei cedimenti riportate nei paragrafi successivi, relativi all'approccio alla Spalla Sud, sono state condotte in accordo alle procedure descritte nel paragrafo 4.1.2 (Stati Limite Ultimi – verifiche di stabilità globale) e nel paragrafo 4.2.1 (Stati Limite di Esercizio – Stima dei cedimenti).

Occorre anticipare che i trattamenti colonnari considerati in alcune delle analisi esposte nel seguito sono stati limitati a lunghezze dell'ordine di 12 m in ragione delle seguenti considerazioni:

- o Al di sotto degli 8 m di profondità dal p.c. si incontra uno strato di spessore pari a 10 m ca., costituito in prevalenza da sabbie marine oloceniche (H3c) caratterizzate da valori N_{SPT} tipicamente superiori a 25-30 colpi/30cm. Poiché i cedimenti di questo strato risultano modesti (se comparati con il cedimento totale stimato), oltre a svilupparsi prevalentemente durante il periodo di costruzione dei rilevati autostradali, si è ritenuto non opportuno estendere i trattamenti colonnari oltre i quattro metri di infissione all'interno di tale strato (immorsamento necessario a garantire il raggiungimento del tetto dello strato di sabbie a fronte di sue possibili locali oscillazioni).
- o Un'eventuale estensione dei trattamenti colonnari all'interno dello strato H3a avrebbe richiesto lunghezze superiori a 18 m solo per raggiungere il tetto di tale strato e lunghezze ben maggiori per ottenere una riduzione dei cedimenti significativa; tali lunghezze potrebbero pregiudicare l'utilizzo di una tra le tecnologie più economiche per realizzare i trattamenti colonnari in oggetto, ossia quella dei pali CFA non armati.

6.5 Stati Limite Ultimi - Verifiche di stabilità globale

Le verifiche di stabilità globale sono state effettuate secondo i criteri di calcolo riportati nel paragrafo 4.1. I valori caratteristici dei parametri geotecnici dei materiali di rilevato e di eventuali interventi sui terreni di fondazione e sui rilevati stessi sono riportati nel capitolo 5, mentre quelli dei terreni naturali sono riportati nel paragrafo 6.3.

In Tabella 6.4 si riportano i risultati delle verifiche statiche e pseudostatiche in condizioni drenate e non drenate e vengono richiamate per ogni analisi le figure di

riferimento. Come si osserva dai risultati, per il rilevato in oggetto le verifiche statiche e pseudostatiche in condizioni non drenate non risultano soddisfatte. L'altezza del rilevato è stata ridotta fino a soddisfare le verifiche di stabilità senza ricorrere ad interventi di miglioramento dei terreni di fondazione e/o di diminuzione del carico sui terreni di fondazione. Dalle verifiche riportate in tabella risulta che le verifiche di stabilità in condizioni non drenate sono soddisfatte per altezze di rilevato \leq a 2 m.

Per il rilevato di altezza pari a 5 m sono state nuovamente eseguite le analisi di stabilità facendo due ipotesi di interventi che permettano il superamento delle verifiche precedentemente non soddisfatte, quali:

- utilizzo di rilevati alleggeriti (si veda Tabella 6.5 per i risultati);
- trattamenti colonnari sotto il rilevato (come da capitolo 5), di lunghezza pari ad $L=12$ m a partire da 1 m da p.c. (si veda la Tabella 6.6 per i risultati).

In entrambe i casi, le verifiche di stabilità globale risultano soddisfatte.

Alla luce di tali risultati, la stabilità globale del rilevato tradizionale ($\gamma=20\text{kN/m}^3$) senza interventi di miglioramento del terreno di fondazione è verificata per rilevati di altezza $H_{\text{RIL}} \leq 2\text{m}$, mentre, per rilevati di altezze superiori, $5\text{m} < H_{\text{RILEVATO}} \leq 2\text{m}$, si devono prevedere interventi per garantire la stabilità dei rilevati. Gli interventi schematizzati nelle analisi sono: la diminuzione dei carichi sui terreni di fondazione mediante l'utilizzo di rilevati alleggeriti, oppure il miglioramento degli stessi terreni di fondazione mediante l'esecuzione di trattamenti colonnari.

Tabella 6.4: Sez. Km.04+320
Risultati delle verifiche di stabilità globale

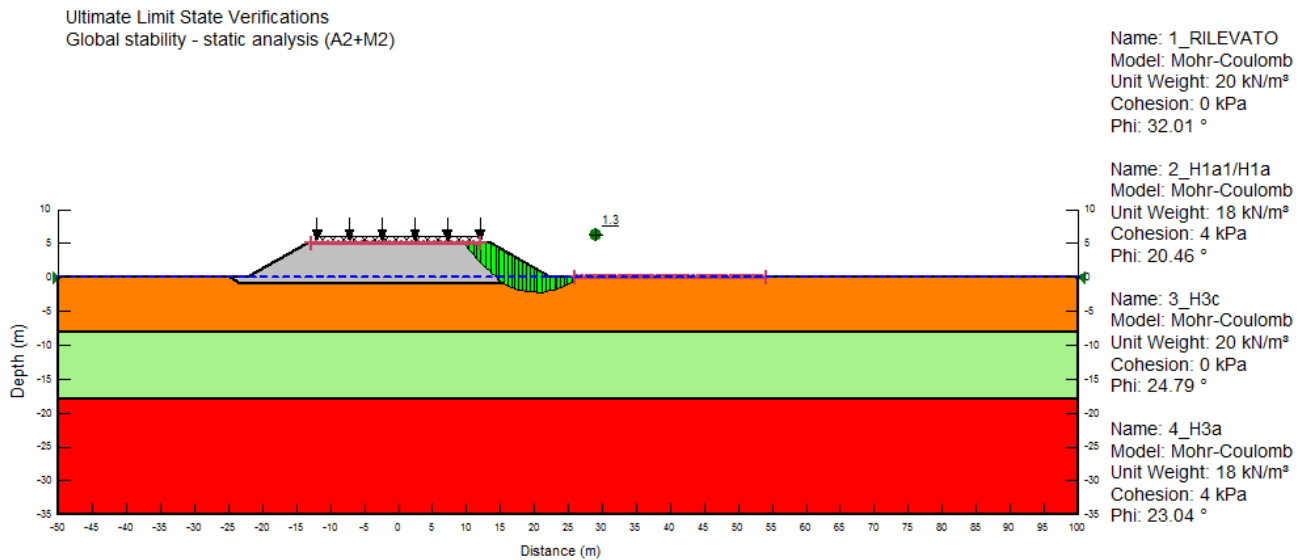
Tipo di analisi		H _{RILEVATO} =5 m		H _{RILEVATO} = 4 m	H _{RILEVATO} = 3 m	H _{RILEVATO} = 2 m	
		R _d	Figura di riferimento	R _d	R _d	R _d	Figura di riferimento
Statica	drenata	1.3	Figura 6.1	-	-	-	-
	non drenata	0.7	Figura 6.2	0.8	0.9	1.2	Figura 6.5
Pseudostatica	drenata	1.3	Figura 6.3	-	-	-	-
	non drenata	0.6	Figura 6.4	0.7	0.9	1.1	Figura 6.6

Tabella 6.5: Sez. Km.04+320
Risultati delle verifiche di stabilità globale nel caso di rilevati alleggeriti

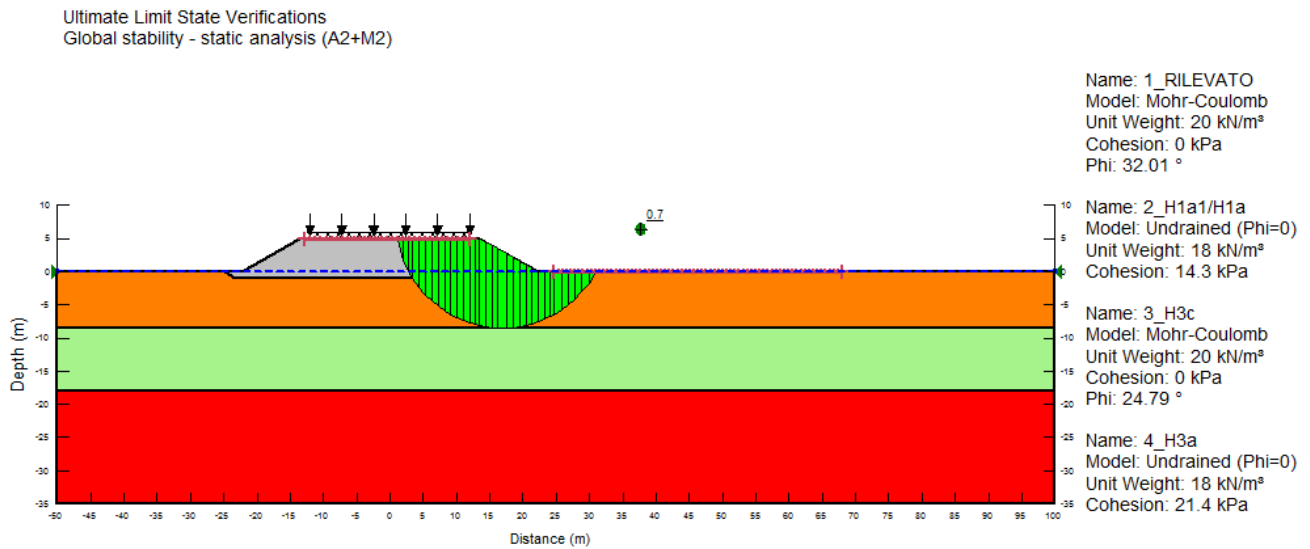
Tipo di analisi		H _{RILEVATO} =5 m	
		R _d	Figura di riferimento
Statica	non drenata	1.1	Figura 6.7
Pseudostatica	non drenata	1.1	Figura 6.8

Tabella 6.6: Sez. Km.04+320
Risultati verifiche di stabilità globale in presenza di trattamenti colonnari

Tipo di analisi		H _{RILEVATO} =5 m	
		R _d	Figura di riferimento
Statica	non drenata	1.3	Figura 6.9
Pseudostatica	non drenata	1.3	Figura 6.10



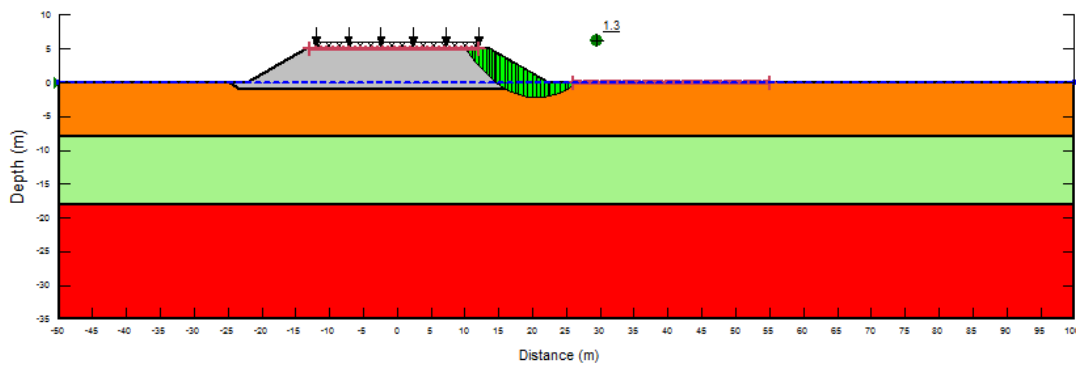
**Figura 6.1: Sez. Km.04+320, H_{RIL}=5m
Verifica statica drenata**



**Figura 6.2: Sez. Km.04+320, H_{RIL}=5m
Verifica statica non drenata**

Ultimate Limit State Verifications
 Global stability - pseudostatic analysis (seismic loads+M2)
 (kh=0.027; kv=+/- 0.5*kh)

Name: 1_RILEVATO
 Model: Mohr-Coulomb
 Unit Weight: 20 kN/m³
 Cohesion: 0 kPa
 Phi: 32.01 °



Name: 2_H1a1/H1a
 Model: Mohr-Coulomb
 Unit Weight: 18 kN/m³
 Cohesion: 4 kPa
 Phi: 20.46 °

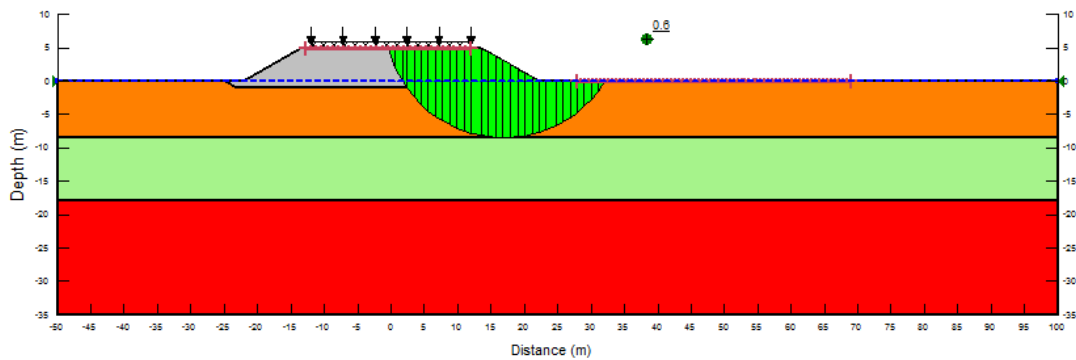
Name: 3_H3c
 Model: Mohr-Coulomb
 Unit Weight: 20 kN/m³
 Cohesion: 0 kPa
 Phi: 24.79 °

Name: 4_H3a
 Model: Mohr-Coulomb
 Unit Weight: 18 kN/m³
 Cohesion: 4 kPa
 Phi: 23.04 °

**Figura 6.3: Sez. Km.04+320, H_{RIL}=5m
 Verifica pseudostatica drenata**

Ultimate Limit State Verifications
 Global stability - pseudostatic analysis (seismic loads+M2)
 (kh=0.027; kv=+/- 0.5*kh)

Name: 1_RILEVATO
 Model: Mohr-Coulomb
 Unit Weight: 20 kN/m³
 Cohesion: 0 kPa
 Phi: 32.01 °



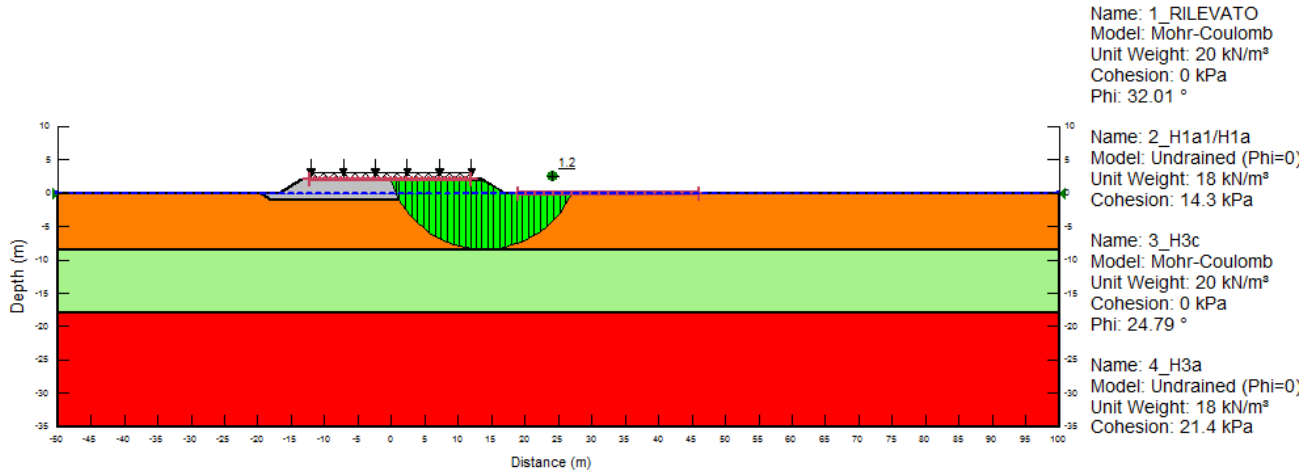
Name: 2_H1a1/H1a
 Model: Undrained (Phi=0)
 Unit Weight: 18 kN/m³
 Cohesion: 14.3 kPa

Name: 3_H3c
 Model: Mohr-Coulomb
 Unit Weight: 20 kN/m³
 Cohesion: 0 kPa
 Phi: 24.79 °

Name: 4_H3a
 Model: Undrained (Phi=0)
 Unit Weight: 18 kN/m³
 Cohesion: 21.4 kPa

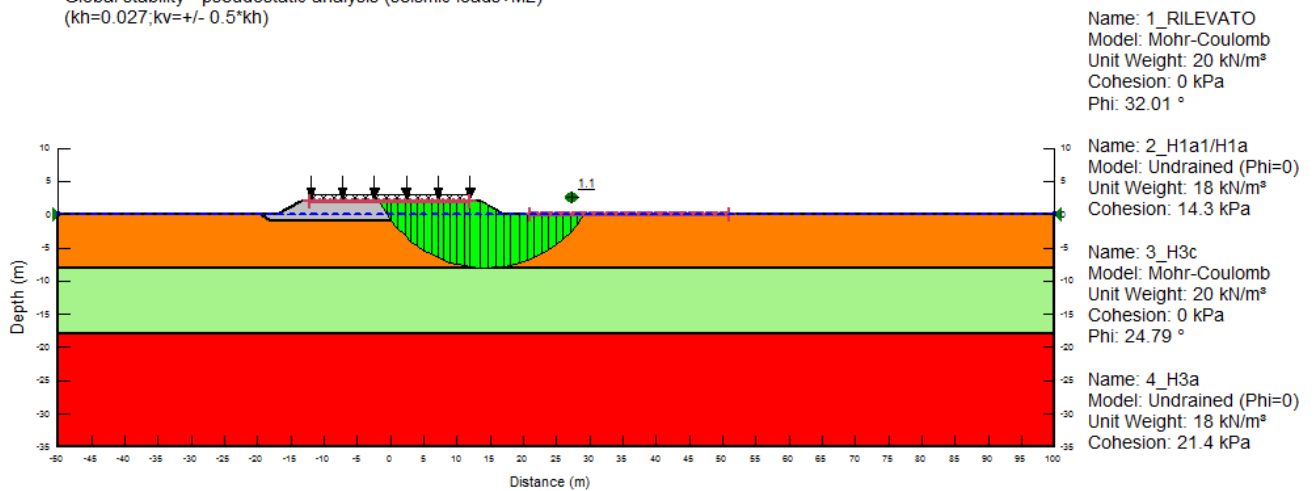
**Figura 6.4: Sez. Km.04+320, H_{RIL}=5m
 Verifica pseudostatica non drenata**

Ultimate Limit State Verifications
Global stability - static analysis (A2+M2)



**Figura 6.5: Sez. Km.04+320, H_{RIL}=2m
Verifica statica non drenata**

Ultimate Limit State Verifications
Global stability - pseudostatic analysis (seismic loads+M2)
(kh=0.027; kv=+/- 0.5*kh)



**Figura 6.6: Sez. Km.04+320, H_{RIL}=2m
Verifica pseudostatica non drenata**

Ultimate Limit State Verifications
Global stability - static analysis (A2+M2)

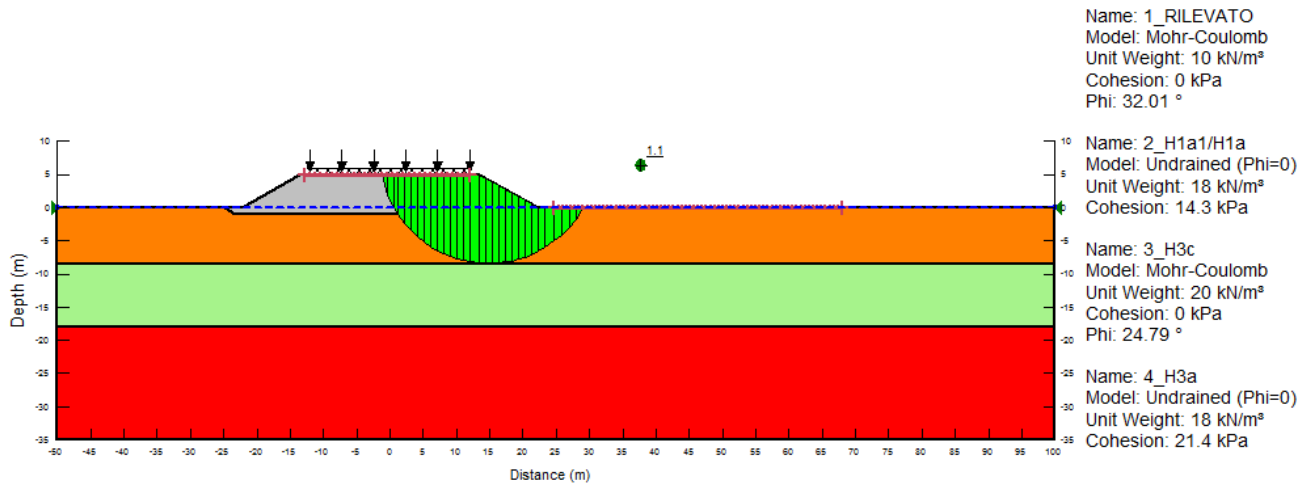


Figura 6.7: Sez. Km.04+320, H_{RIL}=5m
Verifica statica non drenata nel caso di rilevato alleggerito

Ultimate Limit State Verifications
Global stability - pseudostatic analysis (seismic loads+M2)
(kh=0.027; kv=+/- 0.5*kh)

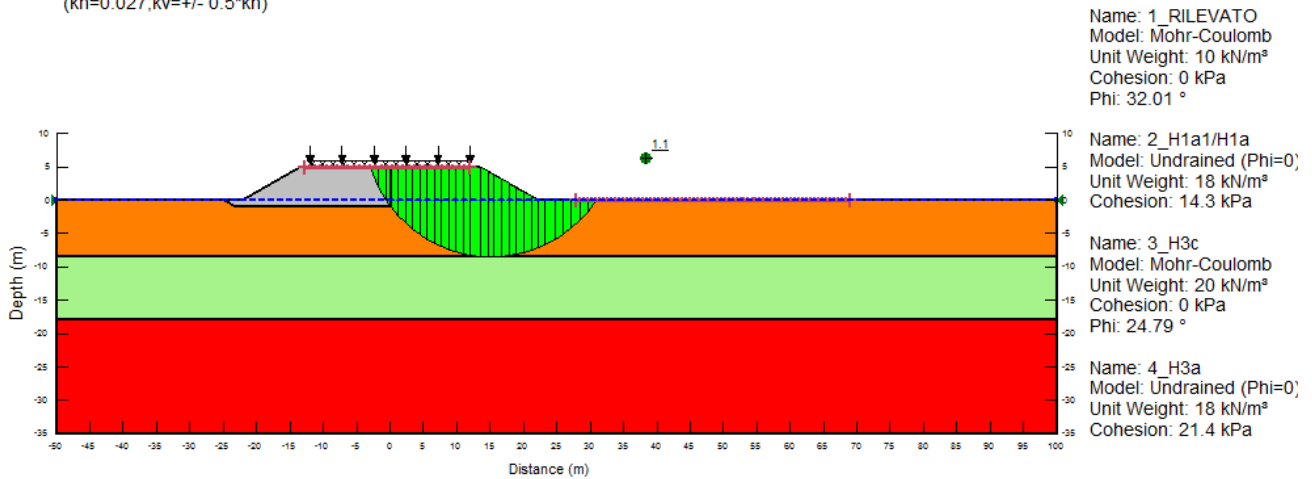
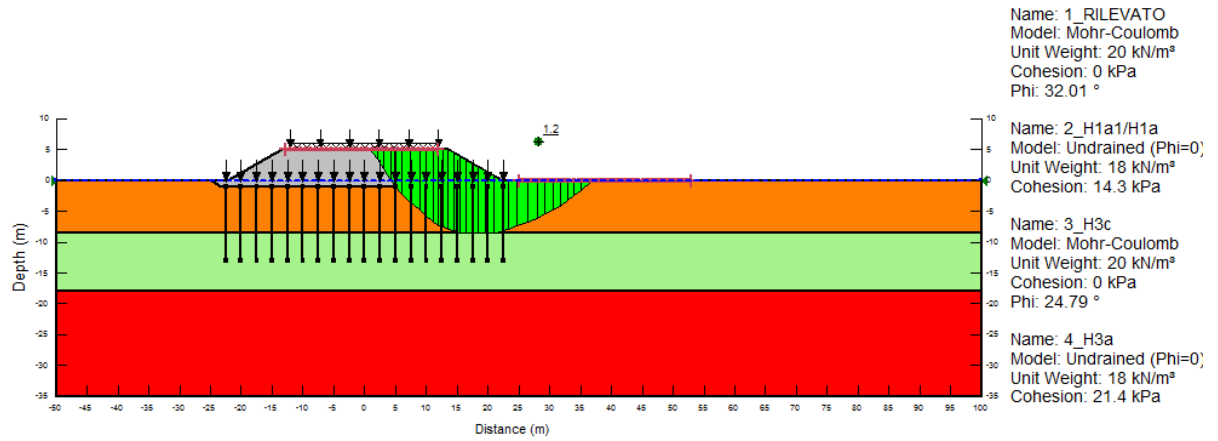


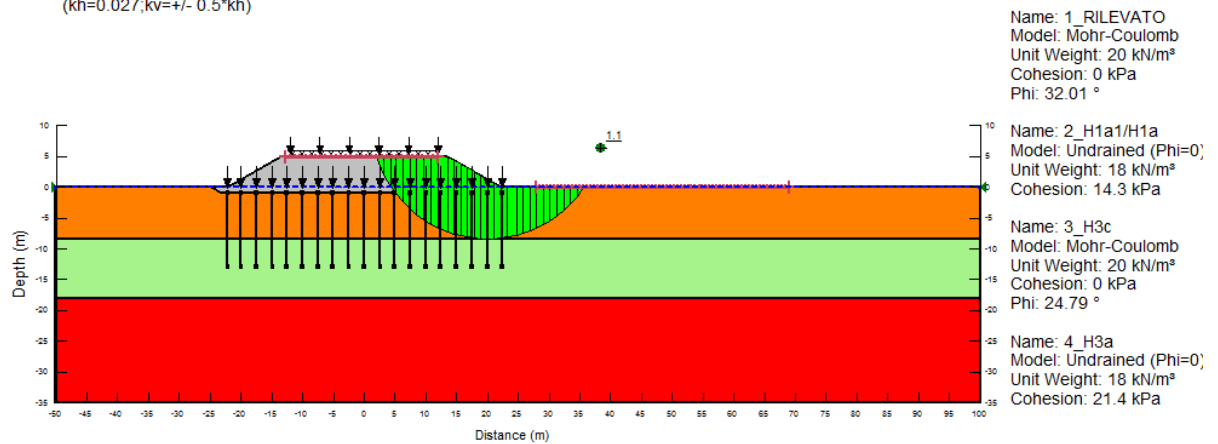
Figura 6.8: Sez. Km.04+320, H_{RIL}=5m
Verifica pseudostatica non drenata nel caso di rilevato alleggerito

Ultimate Limit State Verifications
Global stability - static analysis (A2+M2)



**Figura 6.9: Sez. Km.04+320, $H_{RIL}=5m$
Verifica statica non drenata in presenza di trattamenti colonnari**

Ultimate Limit State Verifications
Global stability - pseudostatic analysis (seismic loads+M2)
($k_h=0.027; k_v=+/- 0.5 \cdot k_h$)



**Figura 6.10: Sez. Km.04+320, $H_{RIL}=5m$
Verifica pseudostatica non drenata in presenza di trattamenti colonnari**

6.6 Stati Limite di Esercizio - Stima dei cedimenti

Le stime dei cedimenti di seguito riportate sono state condotte allo scopo di stimare l'ordine di grandezza dei cedimenti indotti dai rilevati di nuova costruzione con l'obiettivo di valutare la necessità o meno di interventi di mitigazione dei cedimenti ed individuare, se del caso, quali interventi (trattamenti colonnari e/o rilevati alleggeriti) siano più efficienti in termini di costi-benefici.

La stima dei cedimenti indotti dalla costruzione del rilevato è stata condotta secondo le seguenti fasi di calcolo:

- Fase 1. Ricostruzione situazione geostatica iniziale in condizioni k_0
- Fase 2. Costruzione del rilevato autostradale: $H_{RILEVATO} = 5.0$ m in ~ 90 giorni
- Fase 3. Attesa di 1 anno
- Fase 4. Attesa di 2 anno
- Fase 5. Attesa di 3 anni
- Fase 6. Attesa di 4 anni
- Fase 7. Attesa di 5 anni
- Fase 8. Attesa di 10 anni
- Fase 9. Attesa di 25 anni
- Fase 10. Attesa di 50 anni

Per la sezione caratteristica sono stati analizzati i seguenti casi:

- Nessun intervento di mitigazione dei cedimenti
- Rilevato alleggerito ($\gamma_{rilevato} = 10$ kN/m³)
- Trattamenti colonnari sotto al rilevato tradizionale ($\gamma_{rilevato} = 20$ kN/m³)
- Trattamenti colonnari sotto al rilevato alleggerito ($\gamma_{rilevato} = 10$ kN/m³).

Nel caso di rilevato alleggerito, anche il bonifico è stato considerato costituito da materiale alleggerito.

I trattamenti colonnari sono stati schematizzati nelle analisi come "elementi palo" elastici aventi le caratteristiche riportate nel capitolo 5 e lunghezza = 12 m (base a 13 m da p.c.).

In Figura 6.11 è riportata la geometria di calcolo analizzata.

I risultati in termini di cedimenti massimi cumulati misurati, a partire dalla Fase 2, in asse al rilevato stradale sono riportati in Tabella 6.7.

Nella Figura 6.12, Figura 6.13, Figura 6.14 e Figura 6.15 è riportato l'andamento del cedimento con la profondità in asse rilevato autostradale per i seguenti casi: rilevato tradizionale, rilevato alleggerito, rilevato tradizionale con trattamenti colonnari e rilevato alleggerito con trattamenti colonnari

I risultati delle analisi mostrano quanto segue:

- I cedimenti stimati senza interventi di mitigazione risultano molto elevati, circa 120 cm dopo un anno e 150 cm in 5 anni, questo a causa dei materiali di fondazione altamente compressibili. L'entità di tali cedimenti ha reso necessario il calcolo degli stessi ipotizzando diversi interventi di mitigazione, in modo da stabilire quale fosse il più efficace in termini di costi e benefici.
- Il solo utilizzo del rilevato alleggerito permette una riduzione dei cedimenti dell'ordine del 55÷60% rispetto a quelli stimati con l'utilizzo del rilevato tradizionale.
- La sola esecuzione dei trattamenti colonnari al di sotto del rilevato non alleggerito permette una riduzione dei cedimenti dell'ordine dell'8÷13%. Questa riduzione così contenuta, in assoluto ed anche rispetto al caso di rilevato alleggerito, si spiega con il fatto che al di sotto dei trattamenti colonnari (base trattamenti 13 m sotto il p.c. locale) sono ancora presenti terreni compressibili (fino ad almeno 36 m sotto il p.c. locale) che risentono dell'applicazione del carico dei rilevati e che danno un contributo ai cedimenti ancora significativo.
- L'utilizzo contestuale del rilevato alleggerito e dei trattamenti colonnari permette una riduzione dei cedimenti dell'ordine del 65%, con un incremento di beneficio del 5÷10% rispetto all'utilizzo del solo rilevato alleggerito
- É stato inoltre valutato, come intervento di mitigazione dei cedimenti, l'approfondimento dello strato di bonifico da 1.0 m ad 1.5 m. Tale intervento permetterebbe una riduzione dei cedimenti dell'ordine del 10% e del 15% rispettivamente nel caso di un rilevato tradizionale (non alleggerito) o di un rilevato alleggerito.

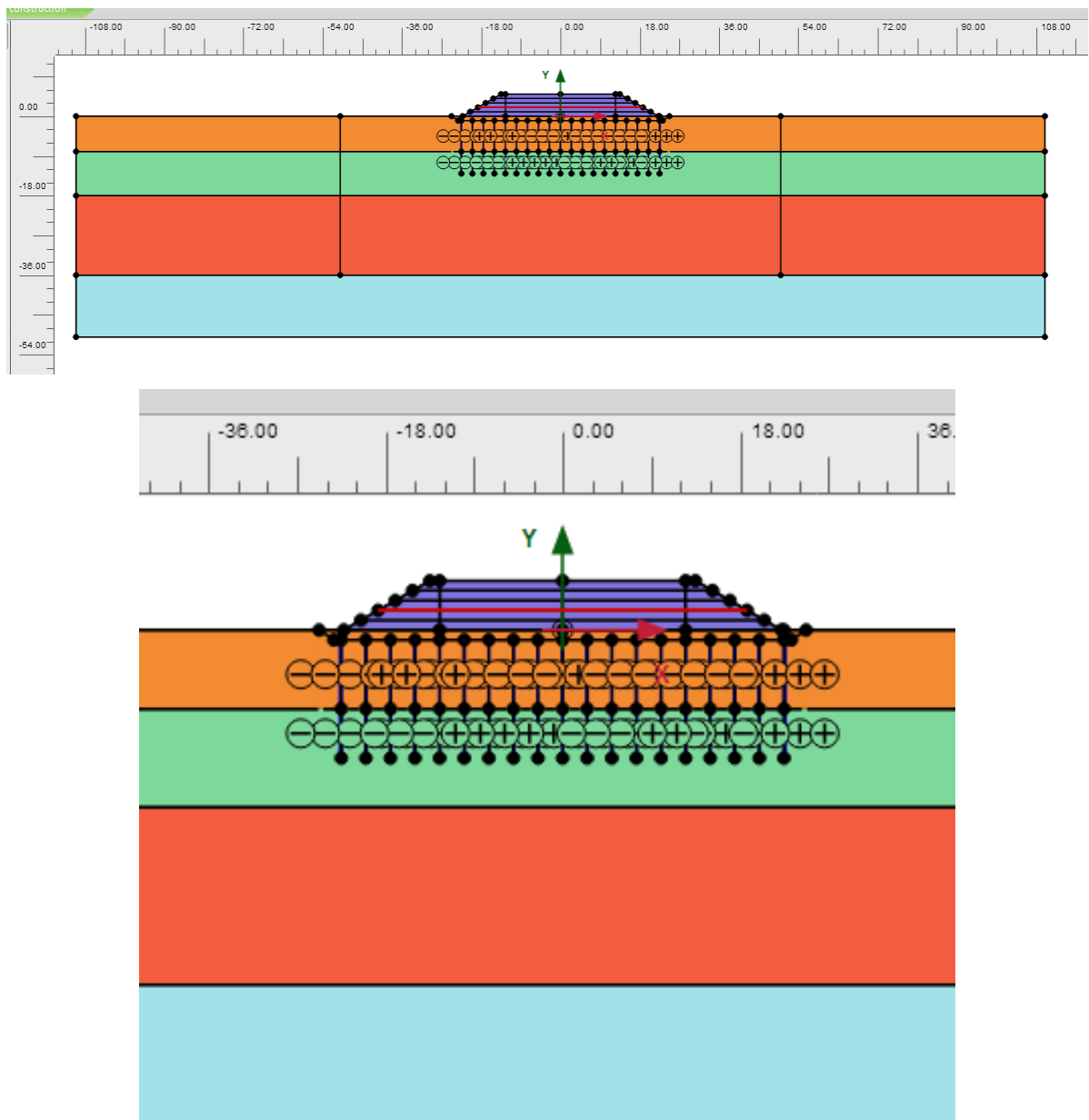
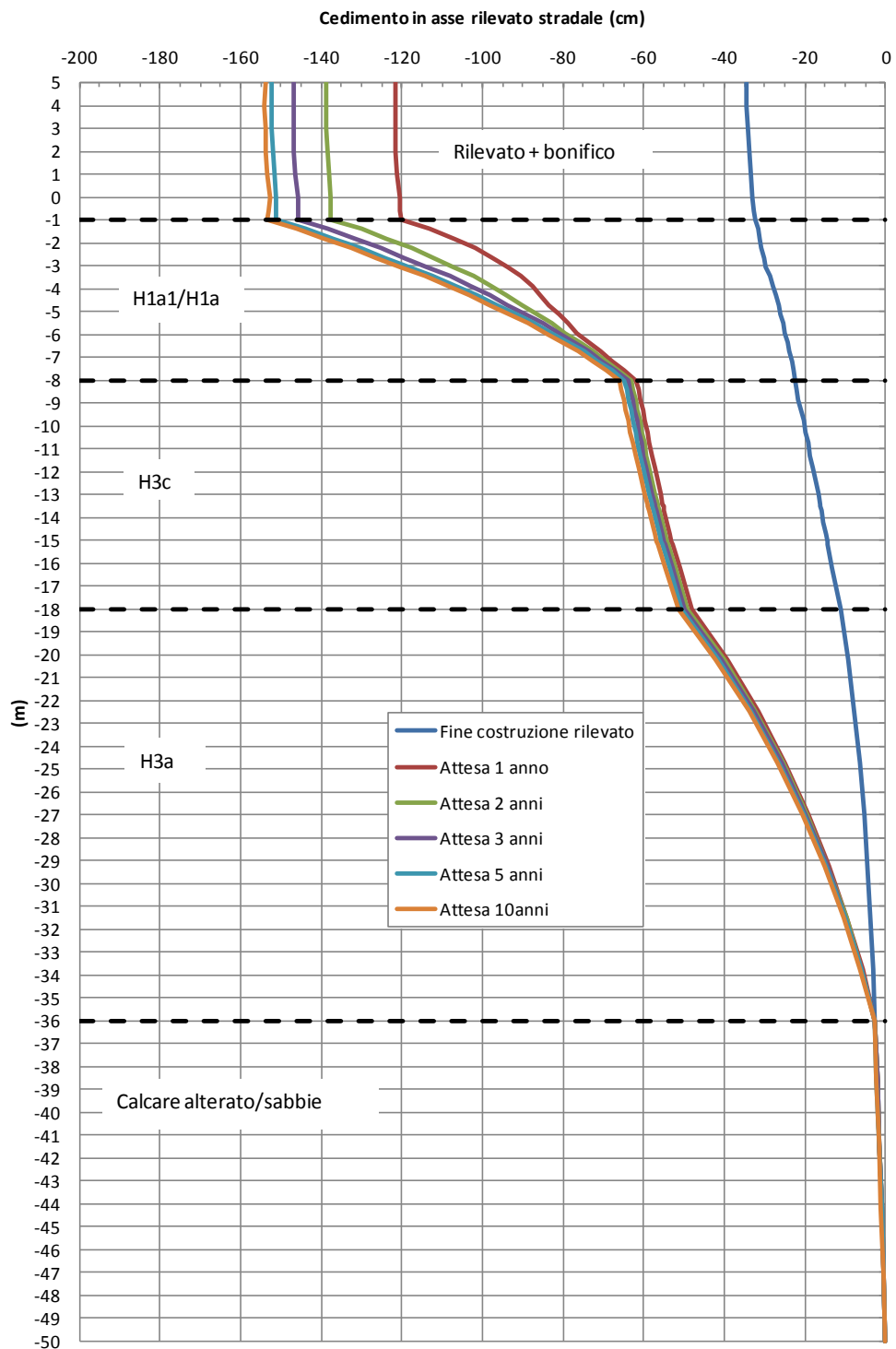


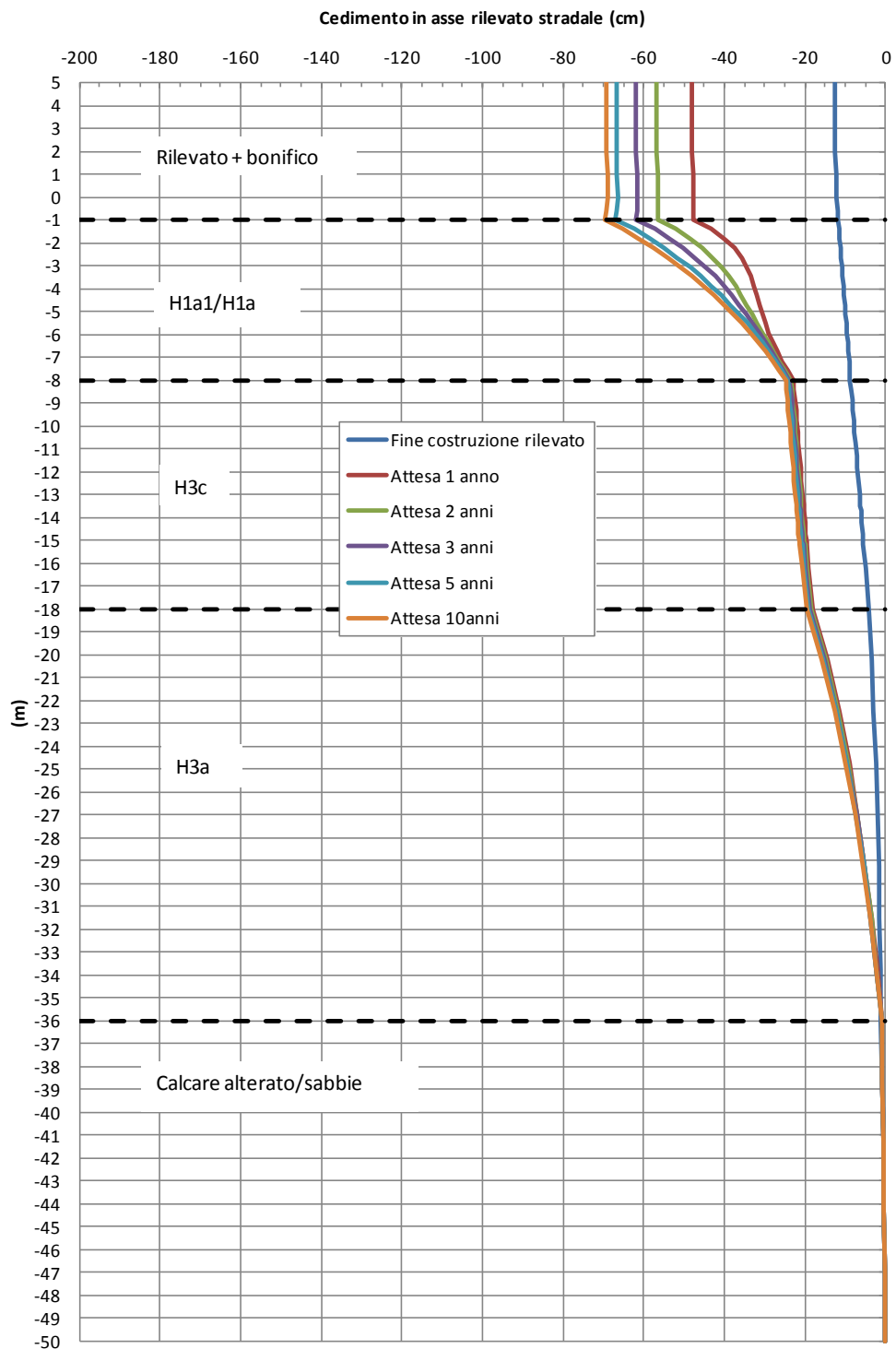
Figura 6.11: Sez. Km.04+320, $H_{RIL}=5m$ - Geometria analizzata con Plaxis

**Tabella 6.7: Sez. Km.04+320, H_{RIL}=5m
Cedimento massimo in asse rilevato autostradale**

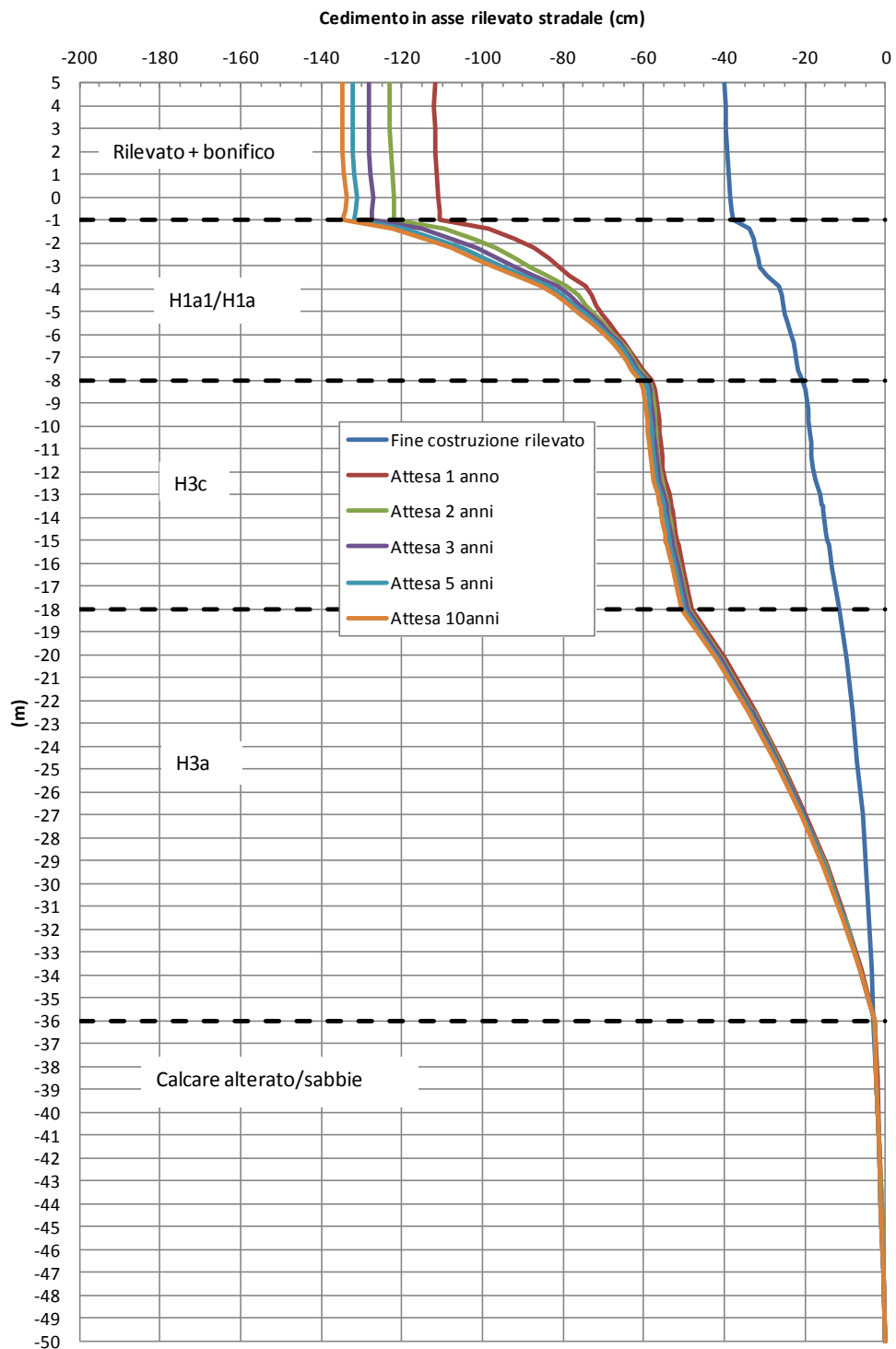
Analisi	S 1 anno (cm)	S 2 anni (cm)	S 5 anni (cm)	S 10 anni (cm)	S 50 anni (cm)	Figura di riferimento
Rilevato $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$	121	138	151	153	153	Figura 6.16
Rilevato $\gamma=10 \text{ kN/m}^3$	48	56	66	69	69	Figura 6.17
Rilevato $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$ + Trattamenti colonnari	111	122	131	134	137	Figura 6.18
Rilevato $\gamma=10 \text{ kN/m}^3$ + Trattamenti colonnari	42	47	53	55	57	Figura 6.19
<p>$S_{x \text{ anni}}$ = cedimento massimo misurato in asse al rilevato autostradale, cumulato dall'inizio della costruzione del rilevato fino ad x anni.</p>						



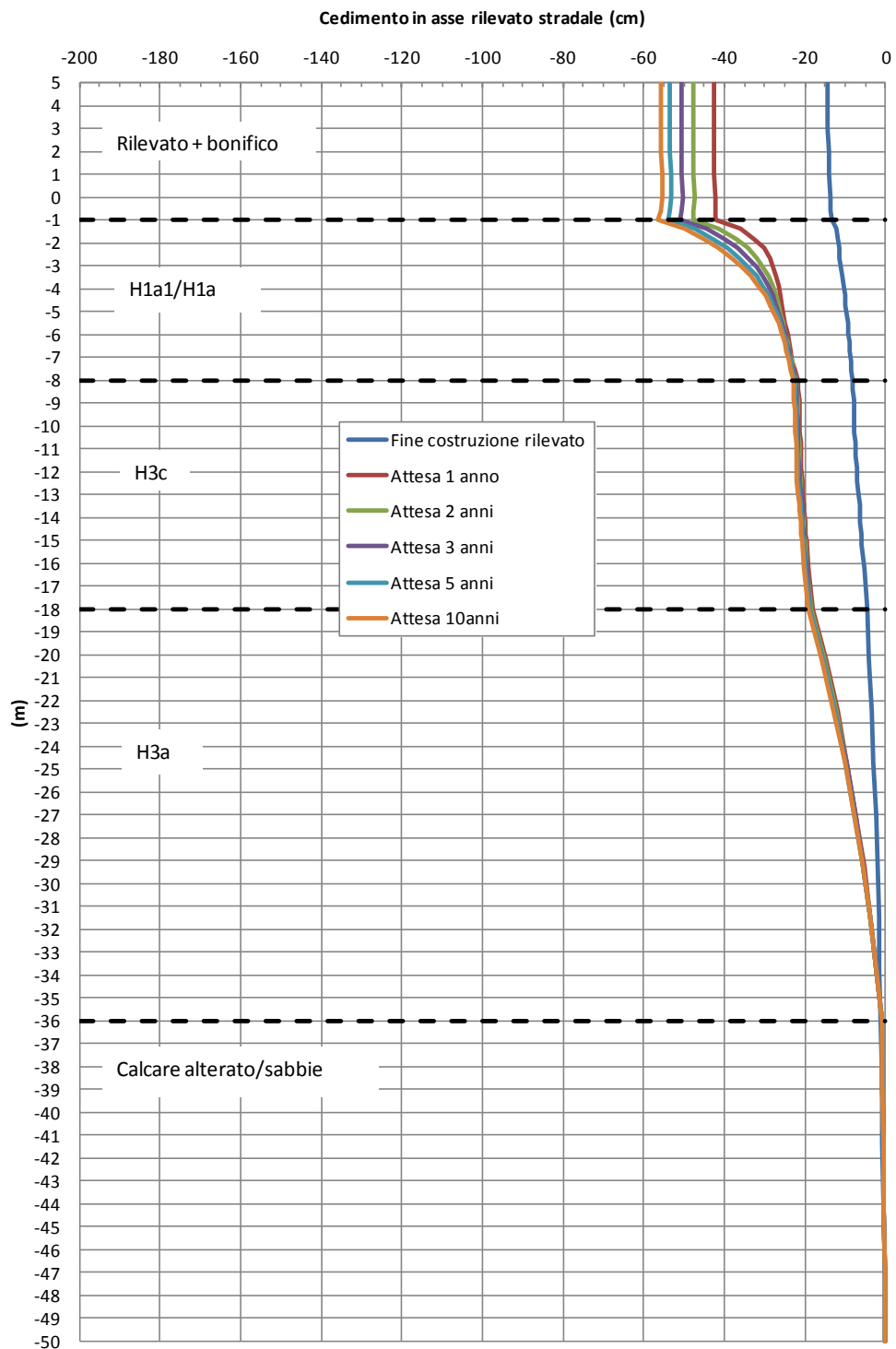
**Figura 6.12: Sez. Km.04+320, H_{RIL}=5m
Rilevato tradizionale - Cedimenti vs profondità in asse rilevato**



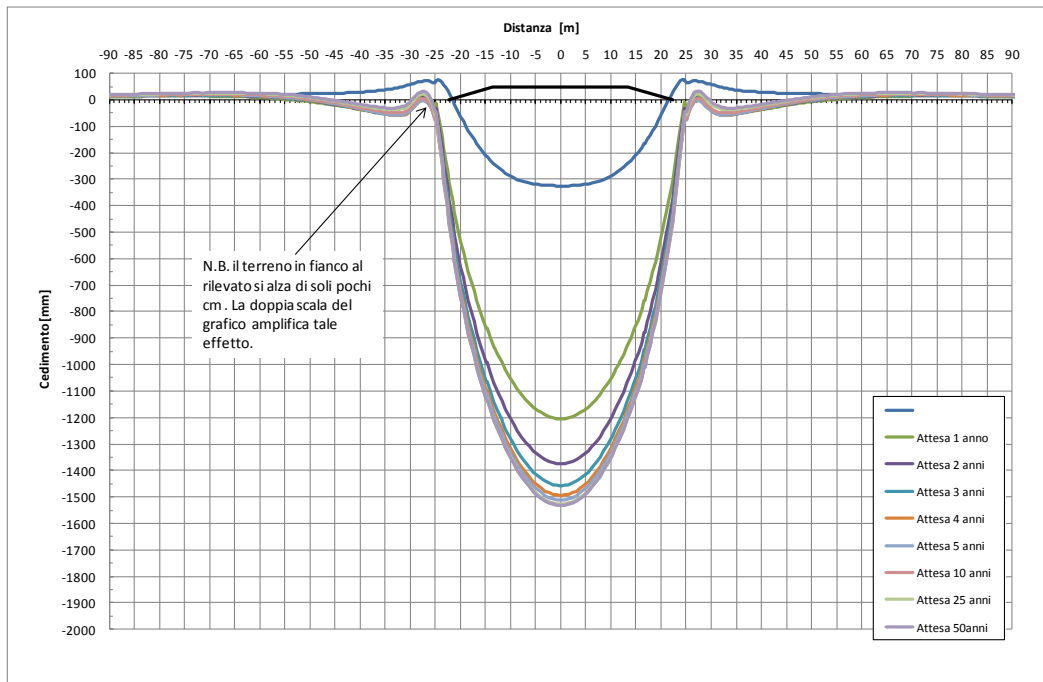
**Figura 6.13: Sez. Km.04+320, $H_{RIL}=5m$
Rilevato alleggerito - Cedimenti vs profondità in asse rilevato**



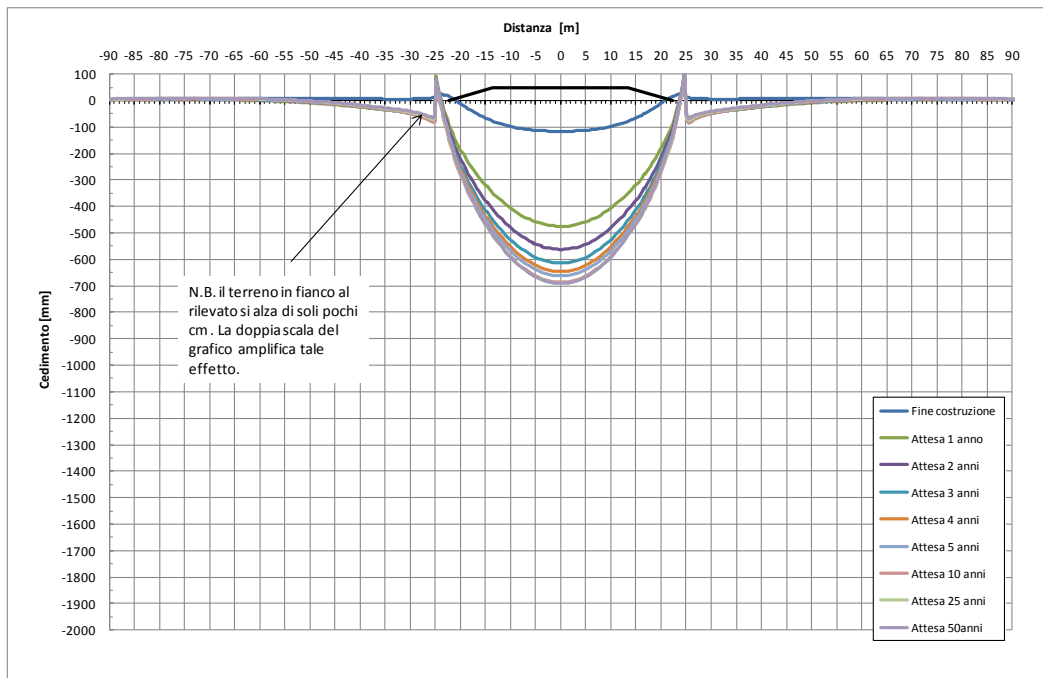
**Figura 6.14: Sez. Km.04+320, $H_{RIL}=5m$
Rilevato tradizionale e trattamenti colonnari - Cedimenti vs profondità in asse rilevato**



**Figura 6.15: Sez. Km.04+320, $H_{RIL}=5m$
Rilevato alleggerito e trattamenti colonnari - Cedimenti vs profondità in asse rilevato**



**Figura 6.16: Sez. Km.04+320, $H_{RIL}=5m$
Rilevato tradizionale - Cedimenti sotto l'impronta del rilevato**



**Figura 6.17: Sez. Km.04+320, $H_{RIL}=5m$
Rilevato alleggerito - Cedimenti sotto l'impronta del rilevato**

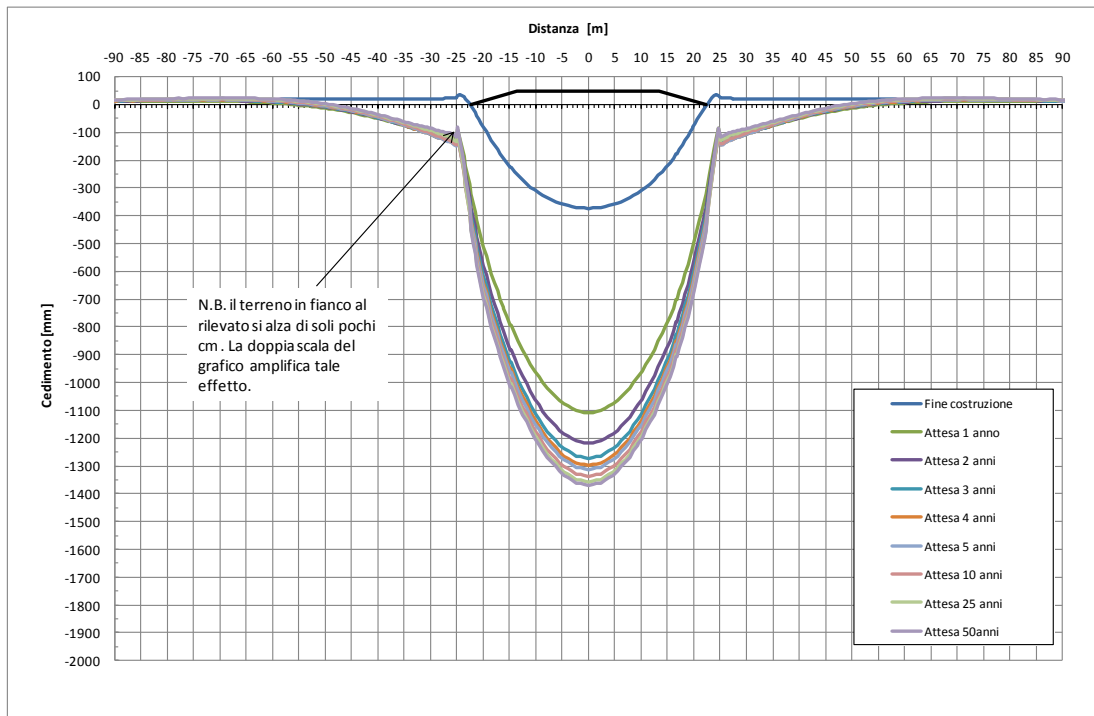


Figura 6.18: Sez. Km.04+320, $H_{RIL}=5m$
Rilevato tradizionale e trattamenti colonnari - Cedimenti sotto l'impronta del rilevato

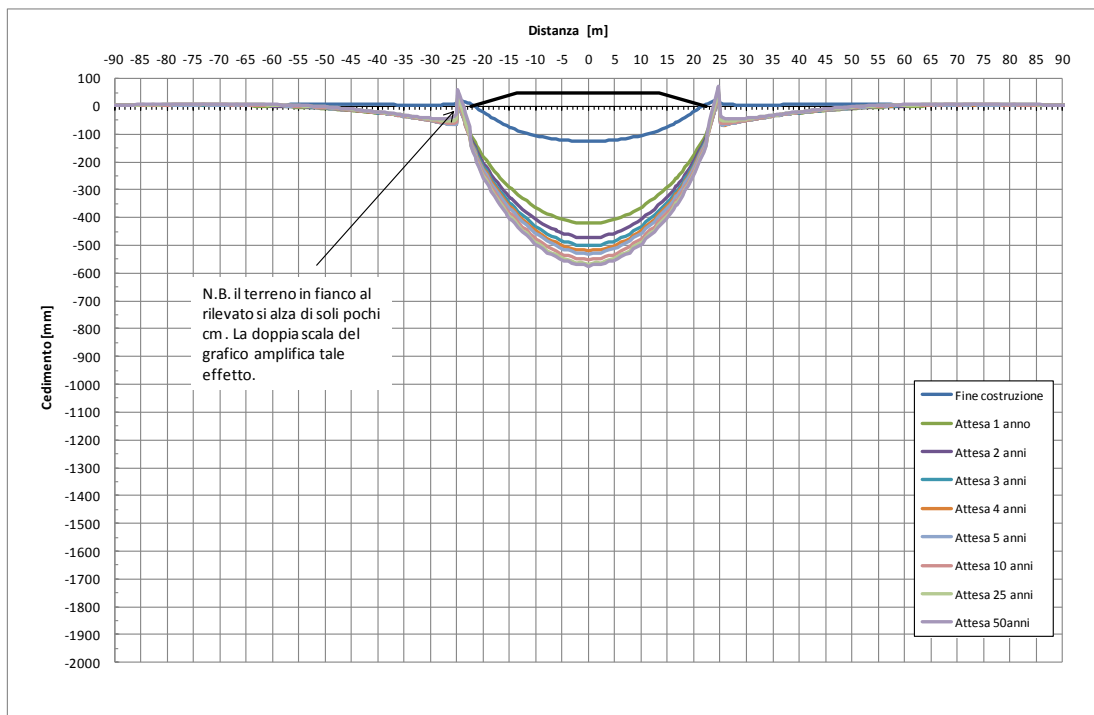


Figura 6.19: Sez. Km.04+320, $H_{RIL}=5m$
Rilevato alleggerito e trattamenti colonnari - Cedimenti sotto l'impronta del rilevato

7. TRATTA DAL KM.4+400 AL KM.8+800

7.1 Premessa

Questa tratta si sviluppa nella piana alluvionale tra il Torrente Osa ed il Fiume Albegna. In tale tratta l'autostrada in progetto e la linea ferroviaria storica Pisa-Roma si sviluppano in parallelo. Come anticipato nel paragrafo 3.4, in questa tratta il progetto dell'autostrada si inserisce all'interno dell'area della cassa di espansione Campo Regio, ad oggi in fase di progettazione definitiva, di cui il rilevato autostradale fungerà da argine.

7.2 Inquadramento geologico-geotecnico

Sulla base delle indagini geotecniche disponibili, effettuate nell'ambito del Progetto Definitivo dell'autostrada A12 e nell'ambito del progetto di realizzazione della Cassa di espansione di Campo Regio, si riporta di seguito la successione stratigrafica caratteristica dell'area della pianura alluvionale tra il Torrente Osa ed il Fiume Albegna.

Come riportato sui profili geotecnici (Doc.Rif.[2]), le indagini di riferimento per la tratta in oggetto sono: 5b-SD11, 5b-SD12, CPT7, 5b-SD13, 5b-SD14, 4/1-SD18, CPT12, 5b-SD-15, 5b-SD16, CPT6, 5B-SD17, CPT5, 5b-SD18, CPT10, 5b-SD20, 5b-SD22, 5b-SD23, 5b-SD24 e 5b-SD25.

Dal piano campagna e fino a profondità variabili tra 6.0 m ca. (in prossimità del Torrente Osa) e 22 m ca. (in prossimità del Fiume Albegna) sono presenti depositi olocenici di origine palustre (H1a1), lagunare (H1a) o fluviale (H1b), costituiti da terreni compressibili formati da argille limose, argille con limo, limi argillosi debolmente sabbiosi con abbondante presenza di malacofauna e resti vegetali.

Al di sotto di tali materiali, e per spessori variabili tra 10 e 20 m, sono presenti depositi olocenici di ambiente deltizio (H3b) o di spiaggia (H3c), costituiti da limi sabbiosi e sabbie limose con intercalazioni di argille limose. Localmente si rinvencono livelli di argille con limi sabbiosi, resti vegetali in decomposizione, inclusioni torbose e malacofauna.

Al di sotto di tale strato, e fino alle massime profondità indagate (40 m circa, 50 m nel sondaggio 5b-SD20), sono presenti depositi pleistocenici palustro-lagunari (Qt1k) costituiti da argille ed argille limose compressibili, con qualche livello sabbioso; anche in profondità è segnalata la presenza di resti vegetali, sostanza organica e malacofauna.

La descrizione stratigrafica sopra riportata evidenzia che il progetto della nuova autostrada A12, in questa tratta, si inserisce in un contesto stratigrafico caratterizzato dalla presenza di materiali molto compressibili con spessori variabili ma sempre importanti.

Le problematiche geotecniche dei materiali presenti nella piana alluvionale trovano riscontro anche lungo il tratto della linea ferroviaria storica Pisa-Roma che attraversa quest'area. Infatti, in accordo ai risultati dell'interferometria satellitare presentati nella *"Relazione metodologica per la definizione delle indagini e delle prospezioni per lo studio di aree a rischio sinkhole nell'ambito della Progettazione Definitiva delle gallerie artificiali Fonteblanda e Ansedonia"* (Doc.Rif.[4]), i rilevati ferroviari esistenti, aventi altezze variabili tra 2.0 e 3.5 m ca., continuano a cedere con una velocità di cedimento pari a ~ 4 mm/anno come desumibile dalle misurazioni interferometri che relative ai due periodi 1991-2001 e 2003-2010, riportate rispettivamente nella Figura 7.1 e nella Figura 7.2.

Le problematiche connesse con i cedimenti dei rilevati ferroviari esistenti trovano un'ulteriore conferma nel Progetto di *"Consolidamento di rilevato cedevole"* datato 2006 (Doc.Rif.[5]) che analizza i cedimenti lungo la tratta ferroviaria nell'area in oggetto e propone due interventi, a cavallo del Fiume Albegna, per interrompere, o quantomeno rallentare, i *"diffusi fenomeni di cedimento di rilevato che richiedono continui ed onerosi interventi di manutenzione consistenti in ricarica di pietrisco e rilivellamento del binario"*.

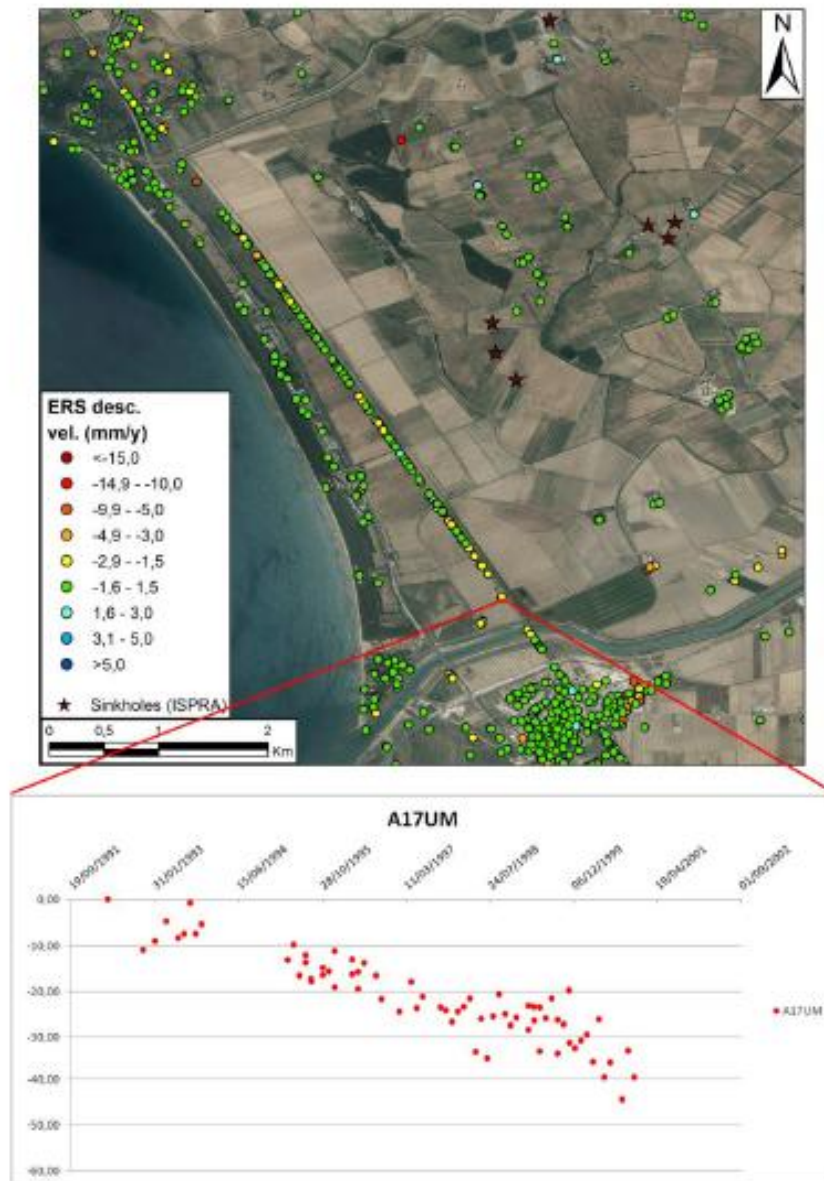


Figura 11 – Distribuzione dei dati PS ERS discendenti relativi all'area compresa tra le valli del Torrente Osa (a Nord) e del Fiume Albegna (a Sud) ed esempio di serie storica di uno dei punti ritenuti più significativi. Le stelle rosse indicano i *sinkholes* cartografati da ISPRA.

Figura 7.1: Estratto da Documento “Relazione metodologica per la definizione delle indagini e delle prospezioni per lo studio di aree a rischio sinkhole nell’ambito della Progettazione Definitiva delle gallerie artificiali Fonteblanda e Ansedonia” redatto dall’Università degli Studi di Firenze, Marzo 2016 (Doc.Rif.[4])

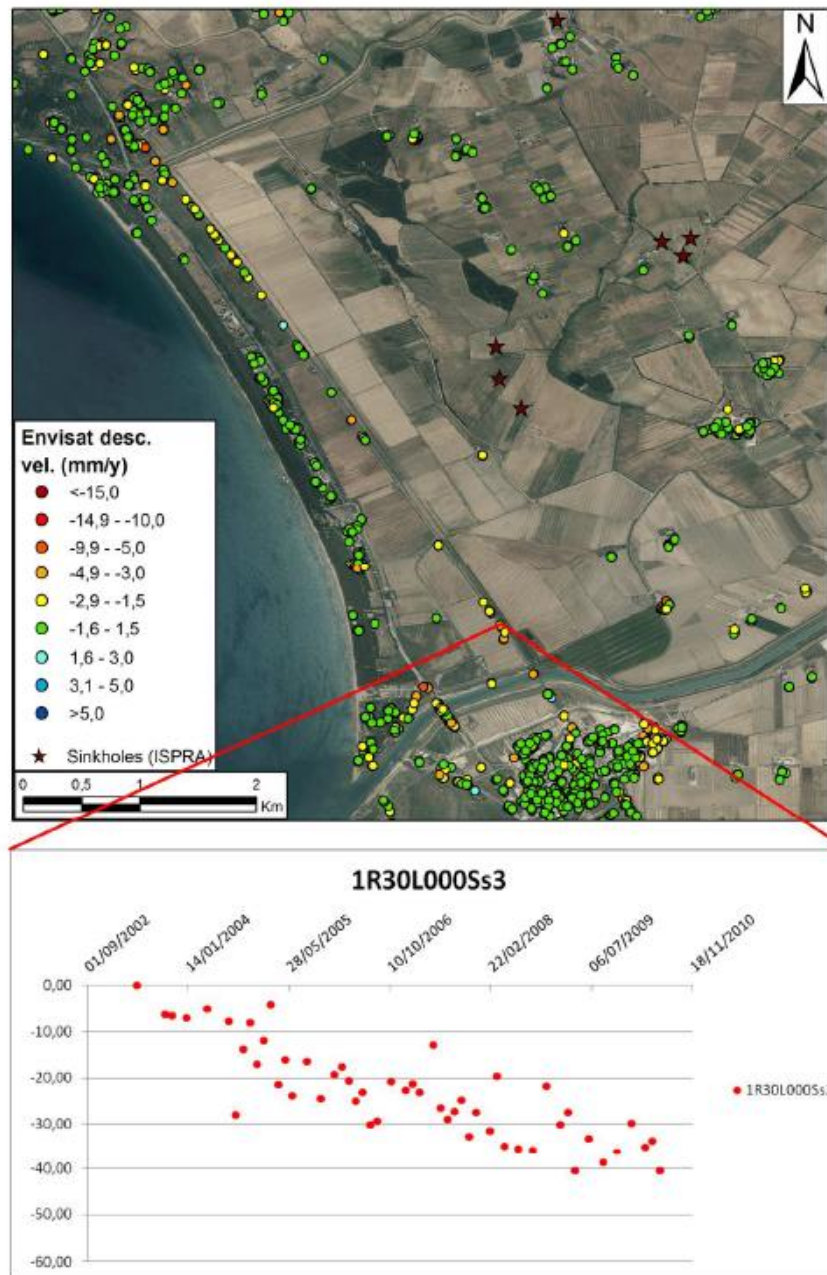


Figura 15 – Distribuzione dei dati PS Envisat discendenti relativi all'area compresa tra le valli del torrente Osa (a Nord) e del Fiume Albegna (a Sud) ed esempio di serie storica di uno dei punti ritenuti più significativi. Le stelle rosse indicano i *sinkholes* cartografati da ISPRA.

Figura 7.2: Estratto da Documento “Relazione metodologica per la definizione delle indagini e delle prospezioni per lo studio di aree a rischio sinkhole nell’ambito della Progettazione Definitiva delle gallerie artificiali Fonteblanda e Ansedonia” redatto dall’Università degli Studi di Firenze, Marzo 2016 (Doc.Rif.[4])

Sulla base di quanto sopra, un eventuale avvicinamento dei nuovi rilevati autostradali alla già "compromessa" linea ferroviaria Pisa-Roma comporterebbe ulteriori cedimenti totali e differenziali dei binari ferroviari, sia in direzione trasversale (indotti dalla presenza dei rilevati di nuova costruzione) sia in direzione longitudinale (indotti da variazioni di altezza e distanze dei rilevati di nuova costruzione, nonché da locali variazioni stratigrafiche), con possibili importanti impatti sui livelli trasversali e sghembi dei binari.

7.3 Stratigrafia e valori caratteristici dei parametri geotecnici

Considerata la lunghezza della tratta in oggetto si è fatto riferimento a tre differenti stratigrafie di calcolo:

- **Stratigrafia A e stratigrafia B** (riportate nella Tabella 7.1), valide nella tratta compresa tra la Spalla Sud del viadotto sul Torrente Osa e la progressiva ~ Km.7+700. I sondaggi di riferimento per le queste stratigrafie sono: 5b-SD11, 5b-SD12, 5b-SD13, 5b-SD14, 4/1-SD18, 5b-SD15, 5b-SD16, 5b-SD17 e 5b-SD18. La Stratigrafia A e Stratigrafia B differiscono per la sola caratterizzazione dello strato cedevole profondo (Q_{t1k}), per il quale sono stati definiti due set di parametri geotecnici (lower and upper bound) in relazione alla variabilità riscontrata nei risultati delle prove geotecniche di laboratorio.
- **Stratigrafia C** (riportata nella Tabella 7.2), valida tra la progressiva ~ Km.7+700 fino alla spalla Nord del viadotto sul Fiume Albegna. I sondaggi di riferimento per questa stratigrafia sono: 5b-SD20, 5b-SD22, 5b-SD23, 5b-SD24 e 5b-SD25. Per la caratterizzazione geotecnica dei terreni e la definizione dei parametri meccanici di compressibilità caratteristici sono stati presi in considerazione anche gli ulteriori sondaggi 4/1-SD21, 4/1-SD22 e 4/1-SD23 che, pur essendo parecchio distanti dalla sede autostradale e quindi non utili nella ricostruzione stratigrafica, permettono di ottenere un campione di prove di laboratorio più rappresentativo degli strati più compressibili.

I valori dei parametri geotecnici di calcolo utilizzati per i terreni a grana grossa sono riportati nella Tabella 7.3, mentre quelli per i terreni a grana fine sono riportati nella

Tabella 7.4. Il significato dei parametri presenti nelle tabelle è spiegato nei paragrafi 4.1.2 e 4.2.1.

Per i nuovi rilevati autostradali sono stati adottati i parametri geotecnici definiti nel capitolo 5. I rilevati ferroviari esistenti della linea Pisa-Roma sono stati modellati adottando gli stessi parametri utilizzati per i nuovi rilevati autostradali.

**Tabella 7.1: Stratigrafie di calcolo A e B
parallelismo autostrada-ferrovia da km 4+400 al km 7+700**

Profondità		Formazione
Da (m da p.c.)	a (m da p.c.)	
0.0	8.5	H1a1/H1a
8.5	19.5	H3c
19.5	40.0 ⁽¹⁾	Qt1k
40.0 ⁽¹⁾	fine modello	Calccare fessurato / Sabbie
falda a p.c.		
⁽¹⁾ la profondità dello strato Qt1k è stata qui ipotizzata in quanto il sondaggio di riferimento si interrompe in tale strato. La profondità della base dello strato in oggetto dovrà essere riverificata in sede di Progetto Esecutivo.		

**Tabella 7.2: Stratigrafia di calcolo C
parallelismo autostrada-ferrovia da km 7+700 al km 8+800**

Profondità		Formazione
Da (m da p.c.)	a (m da p.c.)	
0.0	22.0	H1b/H1a
22.0	40.0	H3b
40.0	fine modello	Alternanze ghiaie /argille consistenti
falda a p.c.		

Tabella 7.3: Parametri adottati per i terreni a grana grossa

Formazione	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ψ' (°)	OCR (-)	E_{50}^{ref} (Mpa)	E_{edo}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	m (-)	ν (-)
H3c (strat.A e B)	20	30	0	0	1.0	16	16	49	0.65	0.15
H3b (strat.C)	20	30	0	0	1.0	12.6	12.6	36.9	0.65	0.15
Calccare fessurato / Sabbie (strat.A e B)	25	38	0	0	1.0	30	30	90	0.65	0.15
ghiaie /argille consistenti (strat.C)	20	30	0	0	1.0	34.8	34.8	104.4	0.6	0.15

Tabella 7.4: Parametri adottati per i terreni a grana fine

Formazione	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	c_u (kPa)	OCR (-)	e_0 (-)	c_c (-)	c_r (-)	c_α (%)	$k_v = k_h$ (m/s)
H1a1 / H1a (strat.A e B)	18	25	5	20	1.0	1.4	0.45	0.2· c_c	1.80	1·10 ⁻⁹
H1b(strat.C)	18	25	5	30	1.0	1.0	0.4	0.2· c_c	1.60	1·10 ⁻⁹
H1a(strat.C)	18	25	5	20 ⁽¹⁾ 30 ⁽²⁾	1.0	1.0	0.4	0.2· c_c	1.60	1·10 ⁻⁹
Qt1k (strat.A)	18.5	28	5	30	1.0	0.7	0.20	0.2· c_c	0.80	1·10 ⁻⁷
Qt1k (strat.B)	18.5	28	5	30	1.0	1.2	0.40	0.2· c_c	1.60	1·10 ⁻⁷

⁽¹⁾ valori assunti fino a 10 m da p.c.

⁽²⁾ valori assunti per profondità superiori a 10 m da p.c.

7.4 Sintesi delle verifiche effettuate

Le verifiche di stabilità globale e le stime dei cedimenti per la tratta di riferimento sono state condotte considerando un'altezza di rilevato autostradale pari a 5.0m ca.. Il rilevato ferroviario esistente della linea Pisa-Roma è stato modellato con un'altezza pari a circa 2.3 m ca., che rappresenta l'altezza media lungo la tratta in oggetto.

Le analisi di cedimento di seguito riportate hanno lo scopo di stimare sia i cedimenti sul nuovo rilevato autostradale sia quelli indotti sul rilevato ferroviario esistente. Come interventi di mitigazione dei cedimenti sono stati simulati sia l'utilizzo di rilevati alleggeriti sia l'allontanamento dei rilevati autostradali di progetto dalla linea ferroviaria esistente. Il ricorso a trattamenti colonnari è stato valutato in una fase preliminare, ma a seguito di un'analisi costi-benefici, dove i benefici sono intesi come la riduzione dei cedimenti indotti sui rilevati ferroviari, si è ritenuto più opportuno l'allontanamento della sede autostradale dalla ferrovia contestualmente all'utilizzo di rilevati alleggeriti.

Considerata la lunghezza della tratta in oggetto, le analisi dei cedimenti sono state effettuate considerando tre stratigrafie di calcolo descritte al paragrafo precedente. Per ognuna delle tre stratigrafie considerate è stata effettuata la stima dei cedimenti, considerando sia l'utilizzo di un rilevato tradizionale (non alleggerito), sia l'utilizzo del rilevato alleggerito. Nella stima dei cedimenti sono stati monitorati nel tempo sia i cedimenti del rilevato autostradale sia i cedimenti indotti sul rilevato ferroviario in corrispondenza dei due binari.

Le verifiche e stime riportate nei paragrafi successivi sono state condotte in accordo alle procedure descritte nel paragrafo 4.1.2 (Stati Limite Ultimi – verifiche di stabilità globale) e nel paragrafo 4.2.1 (Stati Limite di Esercizio – Stima dei cedimenti).

7.5 Stati Limite Ultimi - Verifiche di stabilità globale

Le verifiche di stabilità globale sono state effettuate secondo i criteri di calcolo riportati nel paragrafo 4.1. I valori caratteristici dei parametri geotecnici dei materiali di rilevato e di eventuali interventi sui terreni di fondazione e sui rilevati stessi

sono riportati nel capitolo 5, mentre quelli dei terreni naturali sono riportati nel paragrafo 7.3.

Per quanto riguarda le analisi di stabilità si fa riferimento:

- per le stratigrafie A e B, alle verifiche di stabilità effettuate in corrispondenza della sezione alla progressiva km.4+320 (paragrafo 8.3);
- per la stratigrafia C, alle verifiche di stabilità effettuate in corrispondenza della sezione alla progressiva km.10+200 (paragrafo 8.4).

I risultati delle verifiche di stabilità globale, come commentato nei paragrafi sopra richiamati, indicano che la stabilità globale del rilevato tradizionale ($\gamma=20\text{kN/m}^3$) senza interventi di miglioramento del terreno di fondazione è verificata per rilevati di altezza $H_{\text{RIL}} \leq 2\text{m}$. Per rilevati di altezze superiori, $5\text{ m} \geq H_{\text{RILEVATO}} > 2\text{m}$, si devono invece prevedere interventi per garantire la stabilità dei rilevati, consistenti in una diminuzione dei carichi sui terreni di fondazione mediante l'utilizzo di rilevati alleggeriti oppure nel miglioramento degli stessi terreni di fondazione mediante l'esecuzione di trattamenti colonnari. Per la tratta in esame, come già detto, si fa riferimento solo all'ipotesi di rilevati alleggeriti.

7.6 Stati Limite di Esercizio - Stima dei cedimenti

Le stime dei cedimenti di seguito riportate sono state effettuate allo scopo di stimare l'ordine di grandezza dei cedimenti indotti dai rilevati di nuova costruzione con l'obiettivo di valutare la necessità o meno di interventi di mitigazione dei cedimenti in termini di rilevati alleggeriti. Le analisi riportate di seguito fanno riferimento ad una distanza D tra piede rilevato autostradale e piede rilevato ferroviario pari a 25 m.

La stima dei cedimenti indotti dalla costruzione del rilevato è stata condotta secondo le seguenti fasi di calcolo:

- Fase 1. Ricostruzione situazione geostatica iniziale in condizioni k_0 ;
- Fase 2. Costruzione del rilevato ferroviario
- Fase 3. Attesa di 126 anni (dal 1890 al 2016)
- Fase 4. Costruzione del rilevato autostradale: $H_{\text{RILEVATO}} = 5.0\text{m}$ in ~ 90 giorni
- Fase 5. Attesa di 1 anno

- Fase 6. Attesa di 2 anno
- Fase 7. Attesa di 3 anni
- Fase 8. Attesa di 4 anni
- Fase 9. Attesa di 5 anni
- Fase 10. Attesa di 10 anni
- Fase 11. Attesa di 25 anni
- Fase 12. Attesa di 50 anni
- Fase 13. Attesa di 80 anni

Per ogni stratigrafia di calcolo sono stati analizzati i seguenti casi:

- Nessun intervento di mitigazione dei cedimenti
- Rilevato alleggerito ($\gamma_{\text{rilevato}} = 10 \text{ kN/m}^3$)

In tutte le analisi fatte è stato considerato uno scotico+bonifico pari ad 1.0 m. Nel caso di rilevato alleggerito, anche il bonifico è stato considerato costituito da materiale alleggerito.

In Figura 7.3 è riportata la geometria di calcolo analizzata (Stratigrafia A con distanza tra piede rilevato autostradale e ferroviario $D = 25\text{m}$).

In Tabella 7.5 (Stratigrafia A e B) e Tabella 7.6 (Stratigrafia C) sono riportati i cedimenti massimi cumulati a partire dalla Fase 4, misurati in asse al rilevato autostradale, sia utilizzando un rilevato tradizionale che utilizzando un rilevato alleggerito. I risultati riportati in Tabella 7.5 e Tabella 7.6 evidenziano entità dei cedimenti del rilevato autostradale tradizionale (1.0 m ca. in 50 anni per le stratigrafie A e B e ~ 1.7 m ca. in 50 anni per la stratigrafia C) tali da richiedere interventi di mitigazione dei cedimenti dei rilevati autostradali stessi. In tutti i calcoli effettuati, l'utilizzo dei rilevati alleggeriti permette di ridurre i cedimenti di ~ 55÷65%.

In merito alla stima dei cedimenti, totali e differenziali, indotti sui binari della linea storica Pisa-Roma dalla costruzione dei nuovi rilevati autostradali, si evidenzia quanto segue:

- La linea ferroviaria in oggetto è già oggi oggetto di cedimenti annuali dell'ordine di qualche millimetro, a prescindere dalla futura costruzione dei nuovi rilevati autostradali (vedi paragrafo 7.2).

- Possibili oscillazioni naturali, o da prelievo idrico, della falda acquifera nell'area in esame sono potenzialmente in grado di generare ulteriori cedimenti della linea ferroviaria, ciò a prescindere dalla futura costruzione dei nuovi rilevati autostradali.
- Cedimenti differenziali dei binari del rilevato ferroviario esistente, trasversali (che impattano sui valori dei livelli trasversali) e longitudinali (che impattano sui valori degli sghembi), indotti dalla costruzione dei nuovi rilevati autostradali, possono generarsi a seguito del verificarsi di una o più delle seguenti condizioni:
 - distanza tra il rilevato ferroviario ed il rilevato autostradale tale che la "campana" dei cedimenti indotti da quest'ultimo interessi anche l'impronta del rilevato ferroviario
 - variazioni nella distanza tra i due rilevati, ferroviario e stradale
 - variazioni nell'altezza dei rilevati autostradali
 - variazioni stratigrafiche.
- I terreni alluvionali presenti nella piana delimitata dal torrente Osa e dal fiume Albegna risultano molto compressibili, al punto tale da essere soggetti a cedimenti di parecchi decimetri quando caricati da rilevati stradali di altezze pari a 4-5 m, mentre i cedimenti differenziali che possono interferire con l'esercizio della linea ferroviaria esistente sono di uno/due ordini di grandezza inferiori.
- La situazione più gravosa per la ferrovia si ha quando il cedimento avviene in tempi brevi non compatibili con gli interventi di manutenzione ordinaria.

In accordo a quanto sopra descritto, tenuto conto anche delle incertezze legate al calcolo dei cedimenti insite nei metodi di calcolo e software utilizzati, una verifica formale di compatibilità dei livelli trasversali e degli sghembi dei binari, seppur formalmente possibile, risulta molto difficile in quanto non è possibile, nel contesto in esame, raggiungere una ragionevole confidenza sui valori di cedimento differenziali dell'ordine dei millimetri, così come sarebbe richiesto dalle verifiche suddette.

Si ritiene pertanto necessario adottare opportuni coefficienti di sicurezza sulle verifiche formali di compatibilità dei livelli trasversali e degli sghembi dei binari, mantenendo una distanza minima tra i cigli inferiori (piedi) dei rilevati autostradale e

ferroviario comunque non inferiore a 25 m e ricorrendo per i rilevati autostradali a rilevati alleggeriti (da verificare da parte del progettista idraulico la compatibilità dei rilevati alleggeriti con la funzione di argine a cui i rilevati autostradali sono anche preposti).

Fermo restando tutto quanto sopra detto, al fine di garantire la sicurezza dell'esercizio della linea ferrovia storica si dovrà comunque predisporre un opportuno monitoraggio in continuo dei binari e dei rilevati ferroviari prima, durante e dopo la costruzione dei nuovi rilevati autostradali, da estendersi oltre la fine della costruzione dei rilevati per un tempo sufficientemente lungo da potere escludere ogni interferenza negativa tra i nuovi rilevati stradali e quello ferroviario esistente. Il monitoraggio dovrà essere iniziato con discreto anticipo (comunque non meno di 6-12 mesi) rispetto all'inizio della cantierizzazione dell'area al fine di verificare il trend attuale di cedimento della linea ferroviaria esistente. Contestualmente con la messa in opera del sistema di monitoraggio, il programma di monitoraggio dovrà individuare le soglie di attenzione, allerta ed allarme e dovrà essere presa in considerazione una riduzione della velocità dei treni nel tratto in oggetto durante le fasi di costruzione e, se ritenuta ancora necessaria, dopo la fine della costruzione.

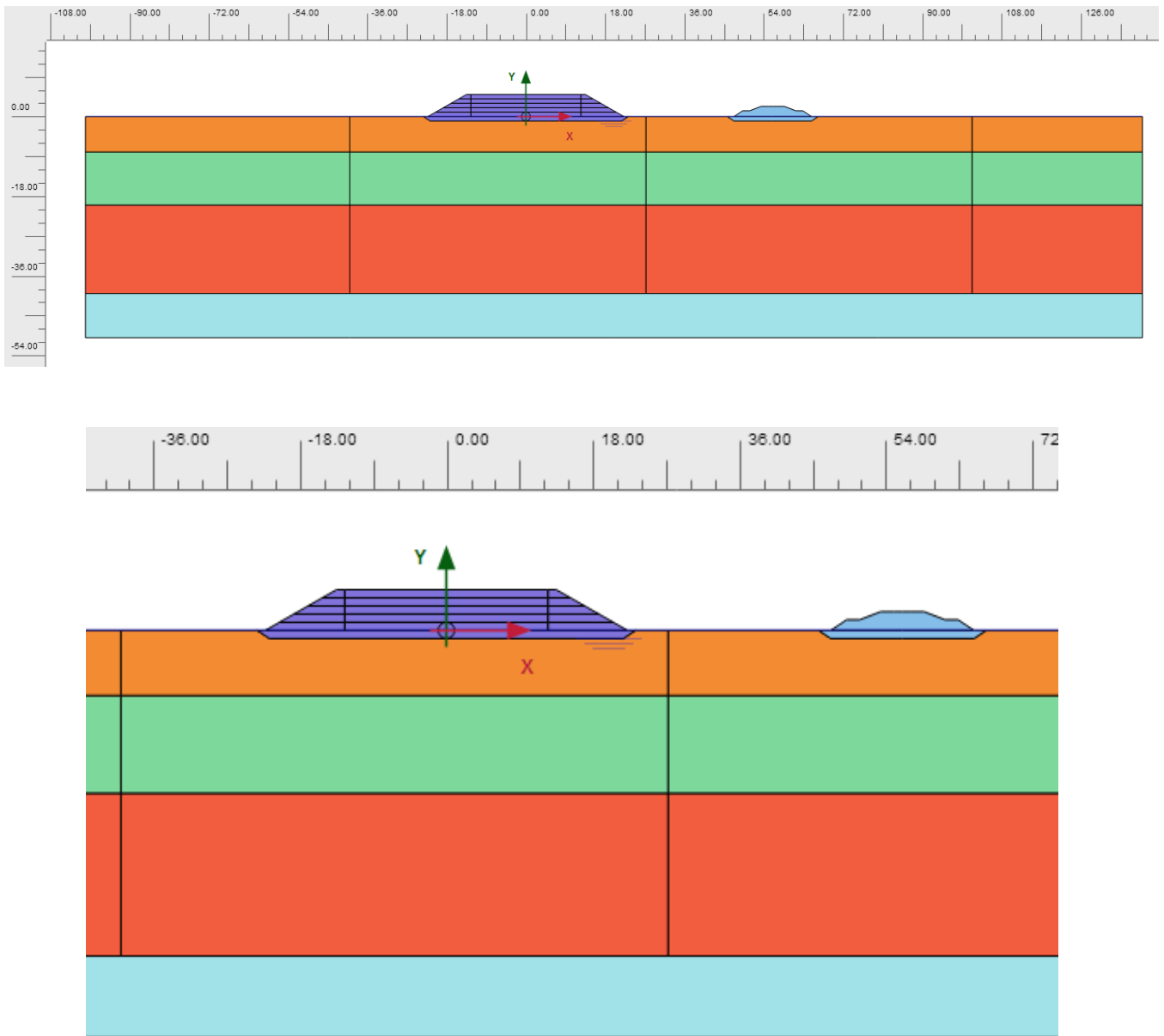


Figura 7.3: Geometria analizzata con Plaxis

Tabella 7.5: Sez. Km.05+200
Cedimento massimo in asse rilevato autostradale
Stratigrafia A e B (stratigrafia A = lower bound, stratigrafia B = upper bound)

Analisi:	Rilevato tradizionale	Rilevato alleggerito
Tempo:	$\gamma_{\text{Rilevato}} = 20 \text{ kN/m}^3$	$\gamma_{\text{Rilevato}} = 10 \text{ kN/m}^3$
$S_{\text{fine costruzione}}$ rilevato autostradale (cm)	19÷22	7.6÷8.4
$S_{1 \text{ anno}}$ (cm)	64÷69	24÷26
$S_{2 \text{ anni}}$ (cm)	78÷84	30÷32
$S_{3 \text{ anni}}$ (cm)	85÷91	34÷36
$S_{5 \text{ anni}}$ (cm)	91÷97	38÷40
$S_{10 \text{ anni}}$ (cm)	97÷104	42÷44
$S_{25 \text{ anni}}$ (cm)	102÷110	46÷48
$S_{50 \text{ anni}}$ (cm)	106÷115	49÷51
$S_{80 \text{ anni}}$ (cm)	108÷118	50÷53
Figure di riferimento	Figura 7.4 e Figura 7.5	Figura 7.6 e Figura 7.7
$S_{x \text{ anni}}$ = cedimento massimo misurato in asse rilevato autostradale e cumulato a partire dalla costruzione del rilevato fino ad x anni.		

Tabella 7.6: Sez. Km.08+300
Cedimento massimo in asse rilevato autostradale
Stratigrafia C

Analisi:	Rilevato tradizionale	Rilevato alleggerito
Tempo:	$\gamma_{\text{Rilevato}} = 20 \text{ kN/m}^3$	$\gamma_{\text{Rilevato}} = 10 \text{ kN/m}^3$
S fine costruzione rilevato autostradale (cm)	30	10
S 1 anno (cm)	62	24
S 2 anni (cm)	76	29
S 3 anni (cm)	87	33
S 5 anni (cm)	103	39
S 10 anni (cm)	127	49
S 25 anni (cm)	154	62
S 50 anni (cm)	166	69
S 80 anni (cm)	172	77
Figure di riferimento	Figura 7.8	Figura 7.9
<p>$S_{x \text{ anni}}$ = cedimento massimo misurato in asse rilevato autostradale e cumulato a partire dalla costruzione del rilevato fino ad x anni.</p>		

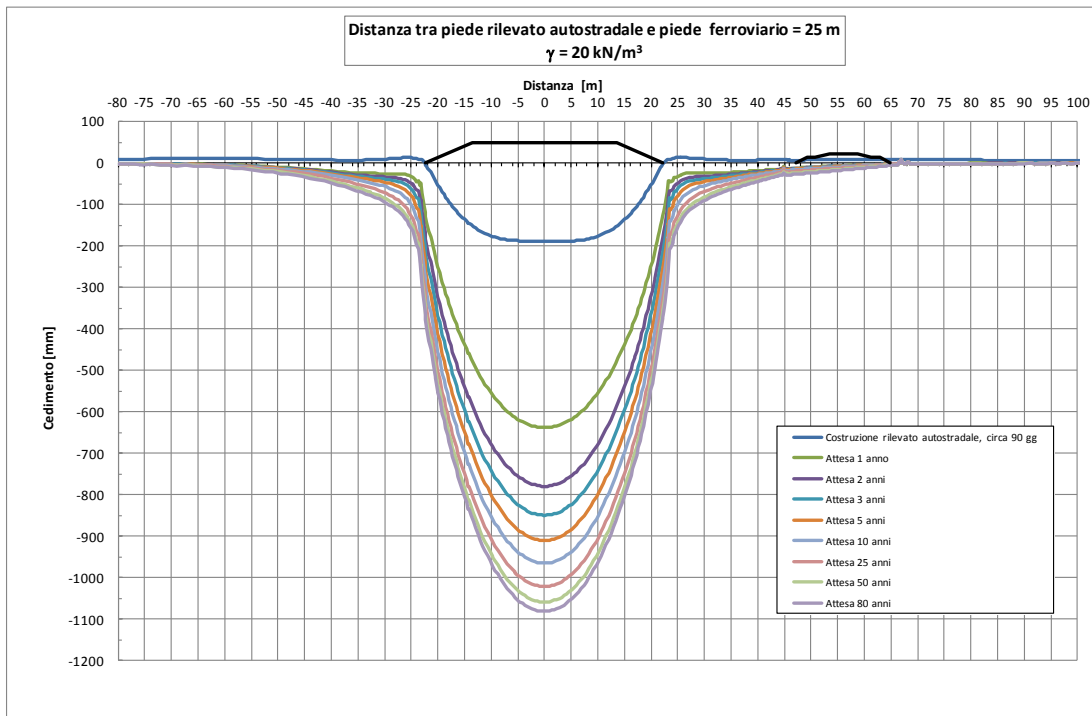


Figura 7.4: Stratigrafia A, $H_{RIL}=5\text{m}$
Rilevato tradizionale - Cedimenti sotto l'impronta del rilevato

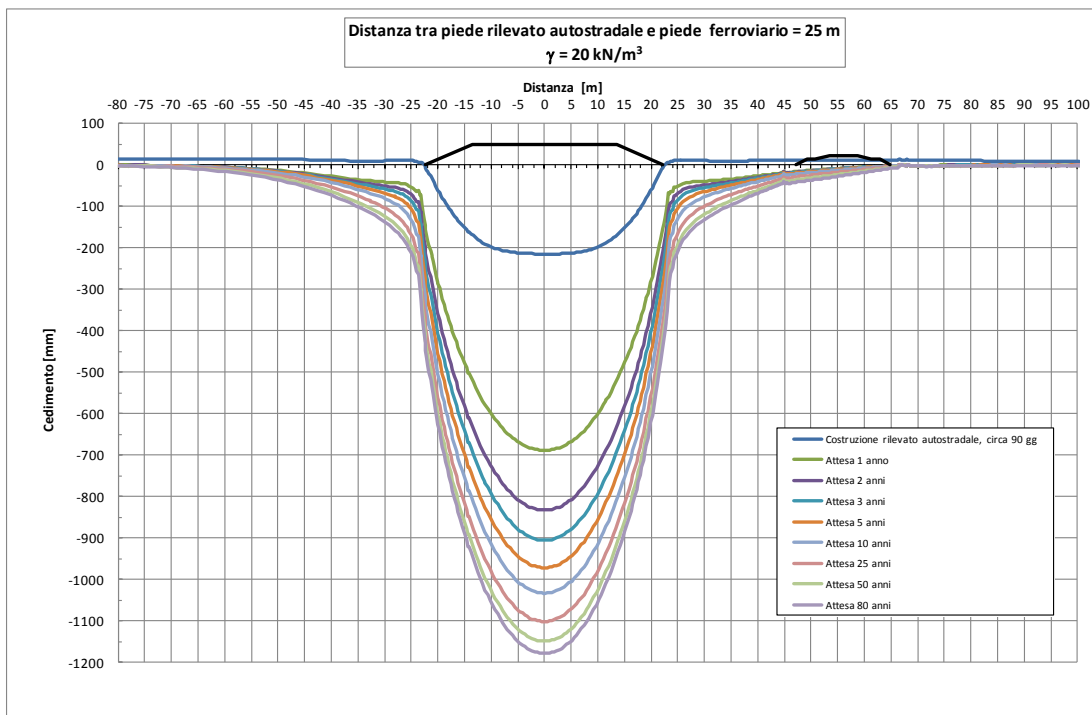
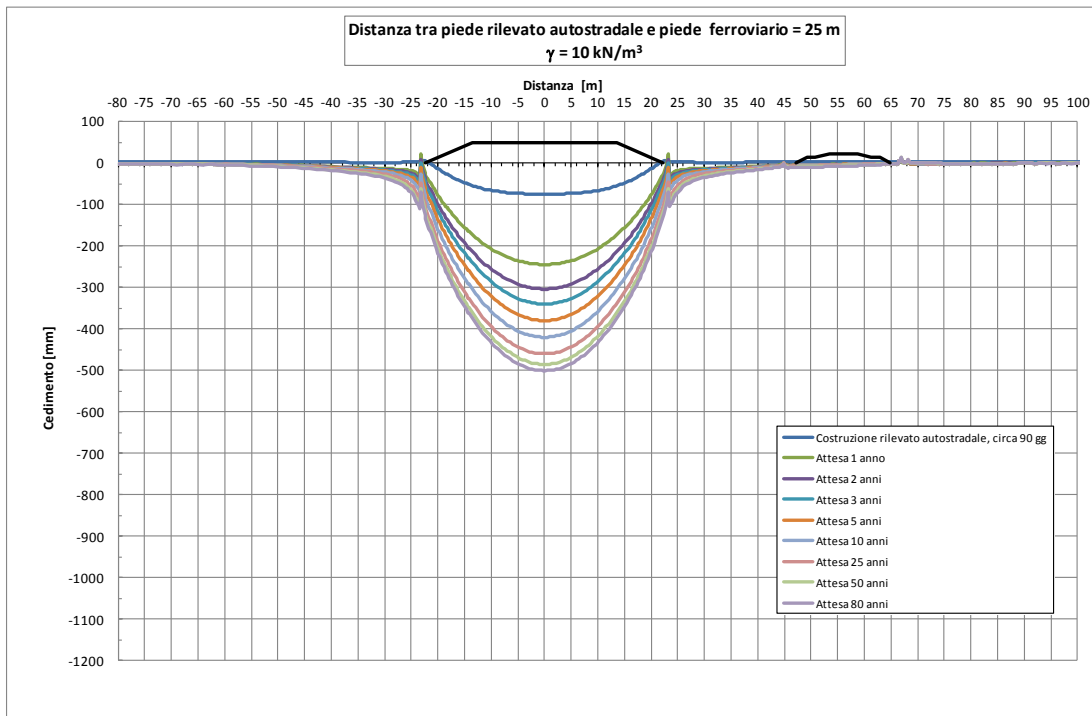
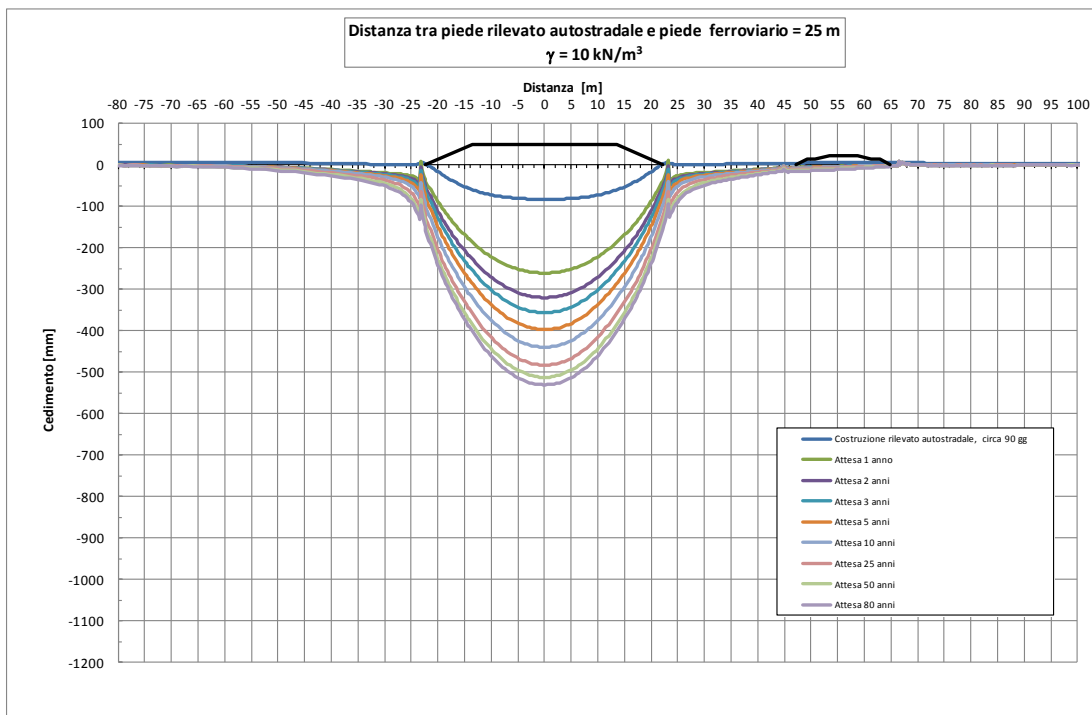


Figura 7.5: Stratigrafia B, $H_{RIL}=5\text{m}$
Rilevato tradizionale - Cedimenti sotto l'impronta del rilevato



**Figura 7.6: Stratigrafia A, $H_{RIL}=5\text{m}$
Rilevato alleggerito - Cedimenti sotto l'impronta del rilevato**



**Figura 7.7: Stratigrafia B, $H_{RIL}=5\text{m}$
Rilevato alleggerito - Cedimenti sotto l'impronta del rilevato**

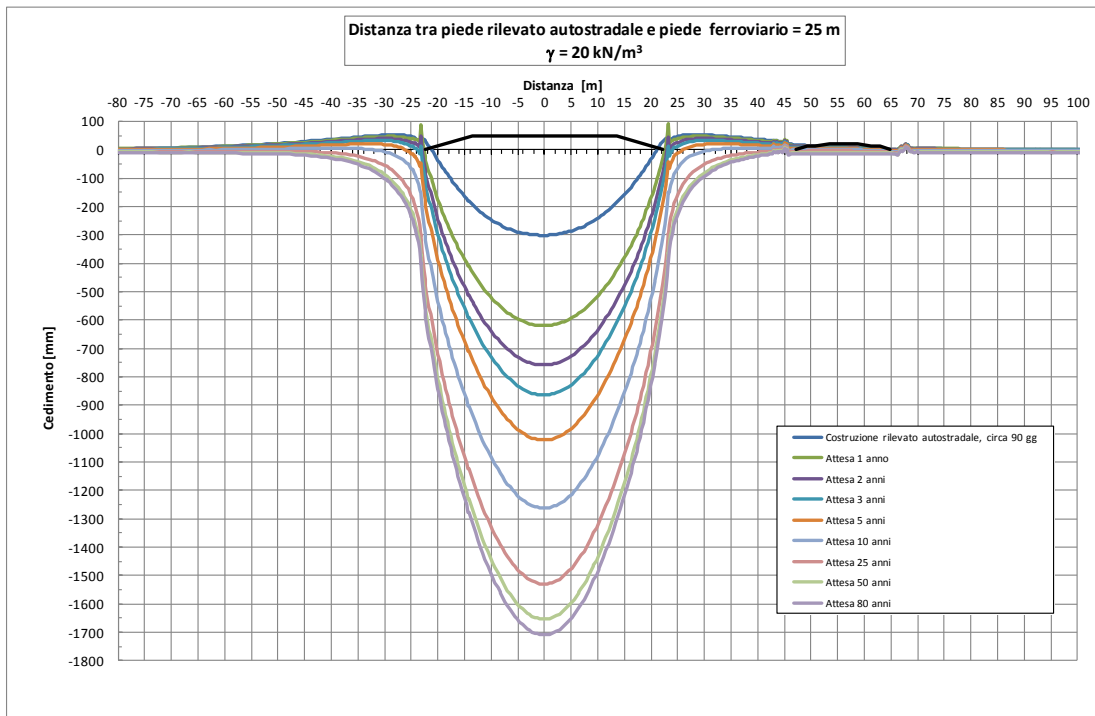


Figura 7.8: Stratigrafia C, $H_{RIL}=5\text{m}$
Rilevato tradizionale - Cedimenti sotto l'impronta del rilevato

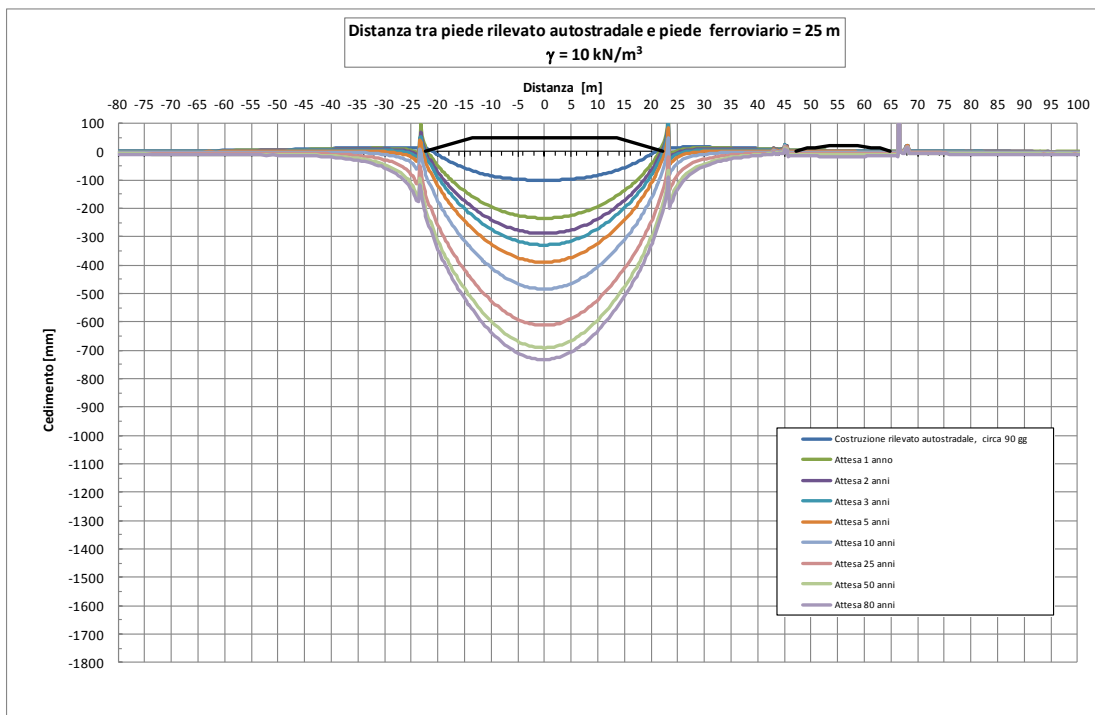


Figura 7.9: Stratigrafia C, $H_{RIL}=5\text{m}$
Rilevato tradizionale - Cedimenti sotto l'impronta del rilevato

8. TRATTA DAL KM.8+800 AL KM.10+300

8.1 Premessa

Questa tratta comprende i rilevati di approccio alle spalle Nord e Sud del viadotto sul Fiume Albegna. Il rilevato di approccio alla Spalla Nord si trova ancora nella piana Osa-Albegna e raggiunge un'altezza massima di circa 5 m, mentre il rilevato di approccio alla spalla Sud ha altezze più modeste, nell'ordine dei 3.5 m ca.

8.2 Inquadramento geologico-geotecnico

Nel tratto in oggetto le quote del terreno naturale, misurate in asse rilevato autostradale di progetto, variano tra 0.5 ed 1.5 m s.l.m. Come riportato sui profili geotecnici (Doc.Rif.[2]), le indagini di riferimento sono: 5b-SD20, 5b-SD22, 5b-SD23, 5b-SD24 e 5b-SD25. Di seguito si riporta la successione stratigrafica caratteristica:

- da piano campagna e fino alla profondità di circa 20 e 22 m sono presenti depositi olocenici di origine fluviale (H1b) e lagunare (H1a) costituiti da terreni compressibili, formati da argille limose, argille con limo, limi argillosi debolmente sabbiosi, con abbondante presenza di malacofauna e resti vegetali.
- Al di sotto di tali materiali, e per spessori variabili tra 10 e 20 m, sono presenti:
 - tra le progressive Km.8+800 e Km.9+900, zona rilevato di approccio alla Spalla Nord del viadotto, (sondaggio di riferimento 5b-SD20), depositi olocenici di ambiente deltizio (H3b) costituiti da limi sabbiosi e sabbie limose con intercalazioni di argille limose.
 - tra le progressive Km.9+900 e Km.10+000, zona di viadotto (sondaggi di riferimento 5b-SD22, 5b-SD23 e 5b-SD24), depositi olocenici lagunari (H3a) costituiti da terreni compressibili quali argille con limi e argille limose.
 - tra le progressive Km.10+000 e Km.10+300, zona rilevato di approccio alla Spalla Sud del viadotto, depositi olocenici di spiaggia (H2) costituiti da sabbie e sabbie limose, seguiti nuovamente dai depositi olocenici lagunari (H3a).

- Al di sotto delle formazioni sopra descritte, e fino alle massime profondità investigate (50 m), sono presenti, a seconda della sotto-tratta considerata, i depositi pleistocenici Qt1d, Qt1k, Qt1j e Qt2.

8.3 Stratigrafia e valori caratteristici dei parametri geotecnici

Il sondaggio di riferimento per la stratigrafia considerata è il 5b-SD20. La stratigrafia di calcolo assunta nelle verifiche è riportata in Tabella 8.1.

Per le analisi agli elementi finiti ai terreni di fondazione, a grana fine che a grana grossa, sono stati assegnati modelli costitutivi facenti parte della libreria del codice di calcolo Plaxis secondo quanto descritto nel paragrafo 4.2.1.

I valori dei parametri geotecnici di calcolo assunti per i terreni a grana grossa sono riportati nella Tabella 8.2, mentre quelli per i terreni a grana fine sono riportati nella Tabella 8.3. Il significato dei parametri presenti nelle tabelle sopra citate è spiegato nei paragrafi 4.1.2 e 4.2.1.

Per i nuovi rilevati autostradali e per i trattamenti colonnari sono stati adottati i parametri geotecnici definiti nel capitolo 5

Tabella 8.1: Stratigrafia di calcolo Spalla Nord del Viadotto sul Fiume Albegna

Profondità		Formazione
Da (m da p.c.)	a (m da p.c.)	
0.0	3.0	H1b
3.0	22.0	H1a
22.0	40.0	H3b
40.0	fine modello	Qt1k / Qt1d
falda a p.c.		

Tabella 8.2: Parametri adottati per i terreni a grana grossa

Formazione	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ψ' (°)	OCR (-)	E_{50}^{ref} (MPa)	E_{edo}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	m (-)	ν (-)
H3b	20	30	0	0	1	12.6	12.6	36.9	0.65	0.15
Qt1k / Qt1d	20	30	0	0	1	34.8	34.8	104.4	0.6	0.15

Tabella 8.3: Parametri adottati per i terreni a grana fine

Formazione	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	c_u (Kpa)	OCR (-)	e_0 (-)	c_c (-)	c_r (-)	c_α (%)	$k_v = k_h$ (m/s)
H1b	18	25	5	30	1.0	1.0	0.4	0.2· c_c	1.60	1·10 ⁻⁹
H1a	18	25	5	20 ⁽¹⁾ 30 ⁽²⁾	1.0	1.0	0.4	0.2· c_c	1.60	1·10 ⁻⁹

⁽¹⁾ valori assunti fino a 10 m da p.c.
⁽²⁾ valori assunti per profondità superiori a 10 m da p.c.

8.4 Sintesi delle verifiche effettuate

Le verifiche di stabilità globale e le stime dei cedimenti per la tratta di riferimento sono state condotte considerando un rilevato autostradale di altezza pari a 5 m, rappresentativo della sezione ubicata in corrispondenza della Spalla Nord del viadotto sul Fiume Albegna. La sezione di calcolo prescelta viene considerata, in questa fase progettuale, rappresentativa anche della Spalla Sud del viadotto.

Le analisi riportate nei paragrafi successivi sono state condotte secondo quanto riportato nel paragrafo 4.1.2 (Stati Limite Ultimi – verifiche di stabilità globale) e nel paragrafo 4.2.1, (Stati Limite di Esercizio – stima dei cedimenti).

8.5 Stati Limite Ultimi - Verifiche di stabilità globale

Le verifiche di stabilità globale sono state effettuate secondo i criteri di calcolo riportati nel paragrafo 4.1. I valori caratteristici dei parametri geotecnici dei materiali di rilevato e di eventuali interventi sui terreni di fondazione e sui rilevati stessi

sono riportati nel capitolo 5, mentre quelli dei terreni naturali sono riportati nel paragrafo precedente.

In Tabella 8.4 si riportano i risultati delle verifiche statiche e pseudostatiche in condizioni drenate e non drenate e vengono richiamate per ogni analisi le figure di riferimento. Come si osserva dai risultati, per il rilevato in oggetto le verifiche statiche e pseudostatiche in condizioni non drenate non risultano soddisfatte. L'altezza del rilevato è stata ridotta fino a soddisfare le verifiche di stabilità senza ricorrere ad interventi di miglioramento dei terreni di fondazione e/o di diminuzione del carico sui terreni di fondazione. Dalle verifiche riportate in tabella risulta che le verifiche di stabilità in condizioni non drenate sono soddisfatte per altezze di rilevato \leq a 2 m.

Per il rilevato di altezza pari a 5 m sono state nuovamente eseguite le analisi di stabilità facendo due ipotesi di interventi che permettano il superamento delle verifiche precedentemente non soddisfatte, quali:

- utilizzo di rilevati alleggeriti (si veda Tabella 8.5 per i risultati);
- trattamenti colonnari sotto il rilevato (come da capitolo 5), di lunghezza pari ad $L=25$ m a partire da 1 m da p.c. (si veda Tabella 8.6 per i risultati).

In entrambi i casi le verifiche di stabilità globale risultano soddisfatte.

Alla luce dei risultati ottenuti, la stabilità globale del rilevato tradizionale ($\gamma=20\text{kN/m}^3$) senza interventi di miglioramento del terreno di fondazione è verificata per rilevati di altezza $H_{\text{RIL}} \leq 2\text{m}$. Per rilevati di altezze superiori, $5\text{m} < H_{\text{RILEVATO}} \leq 2\text{m}$, si devono prevedere interventi per garantire la stabilità dei rilevati, consistenti in una diminuzione dei carichi sui terreni di fondazione mediante l'utilizzo di rilevati alleggerito oppure nel miglioramento degli stessi terreni di fondazione mediante l'esecuzione di trattamenti colonnari.

Tabella 8.4: Sez. Km.8+900
Risultati verifiche di stabilità globale

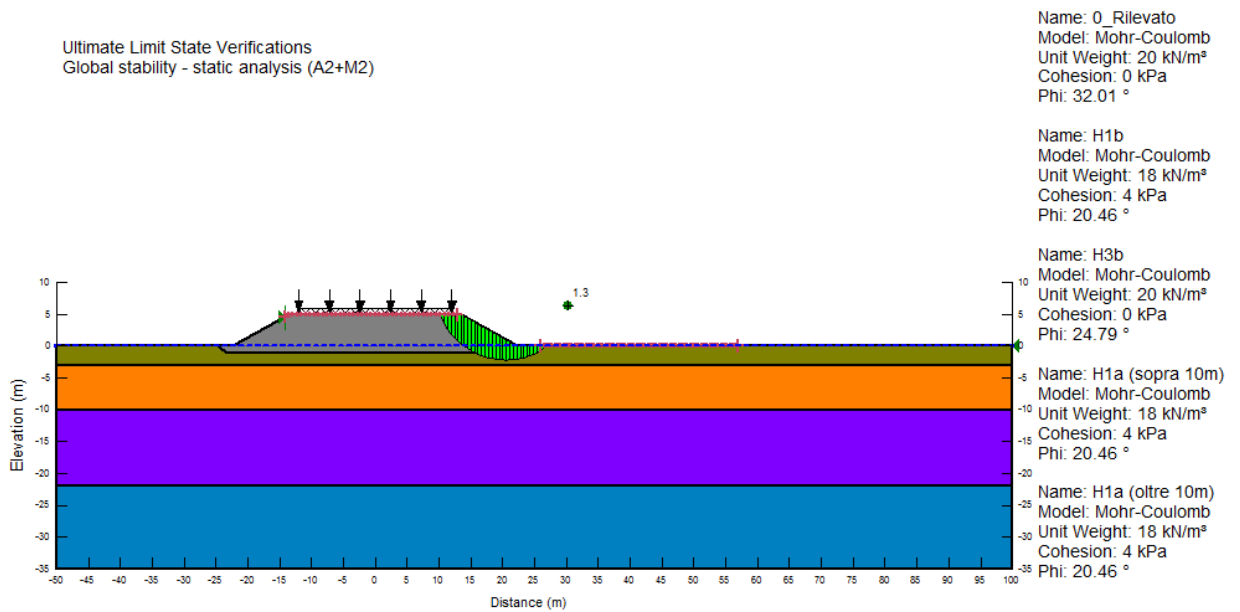
Tipo di analisi		H _{RILEVATO} =5 m		H _{RILEVATO} = 4 m	H _{RILEVATO} = 3 m	H _{RILEVATO} = 2 m	
		R _d	Figura di riferimento	R _d	R _d	R _d	Figura di riferimento
Statica	drenata	1.3	Figura 8.1	-	-	-	-
	non drenata	0.7	Figura 8.2	0.8	1.0	1.3	Figura 8.5
Pseudostatica	drenata	1.3	Figura 8.3	-	-	-	-
	non drenata	0.7	Figura 8.4	0.8	0.9	1.2	Figura 8.6

Tabella 8.5: Sez. Km.8+900
Risultati verifiche di stabilità globale nel caso di rilevati alleggeriti

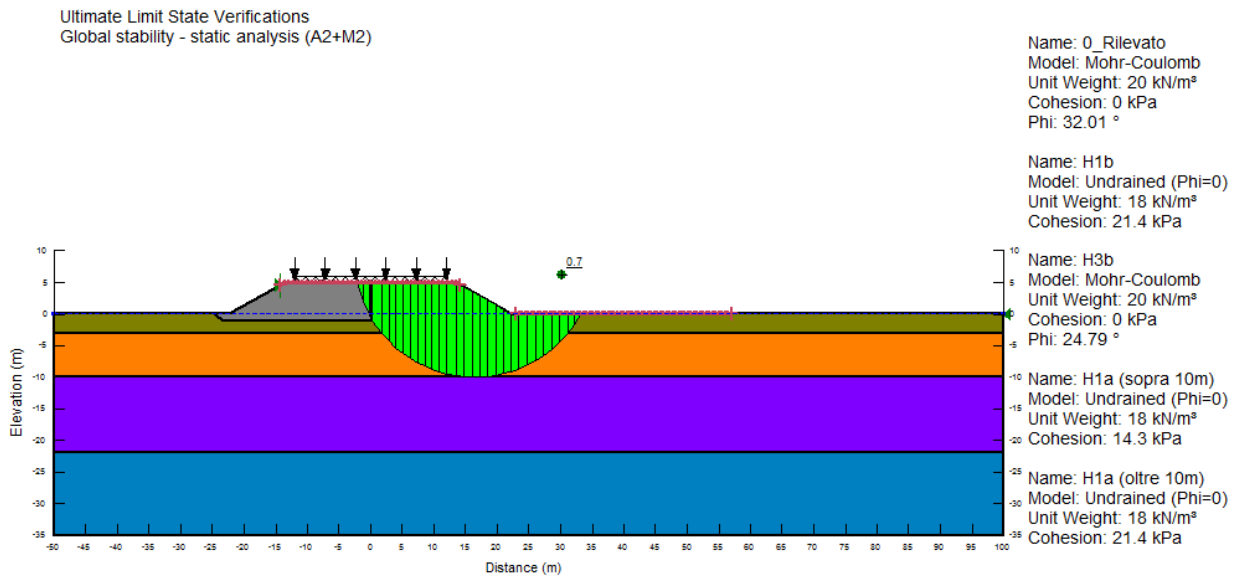
Tipo di analisi		H _{RILEVATO} =5 m	
		R _d	Figura di riferimento
Statica	non drenata	1.2	Figura 8.7
Pseudostatica	non drenata	1.1	Figura 8.8

Tabella 8.6: Sez. Km.8+900
Risultati verifiche di stabilità globale in presenza di trattamenti colonnari

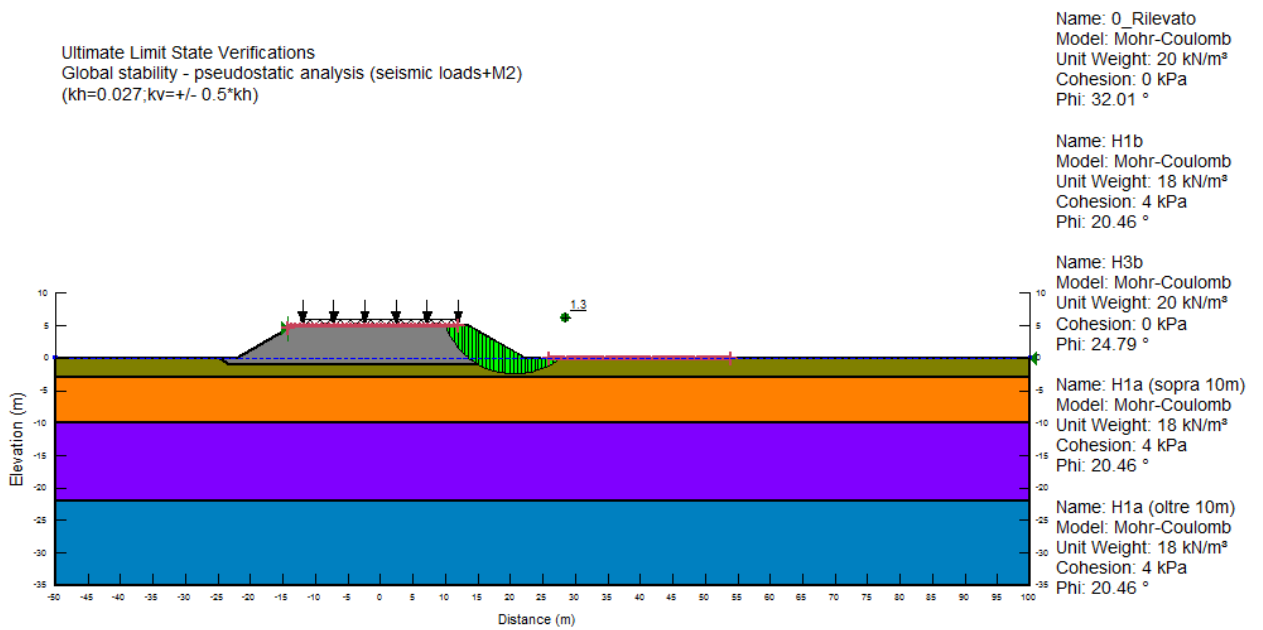
Tipo di analisi		H _{RILEVATO} =5 m	
		R _d	Figura di riferimento
Statica	non drenata	1.3	Figura 8.9
Pseudostatica	non drenata	1.1	Figura 8.10



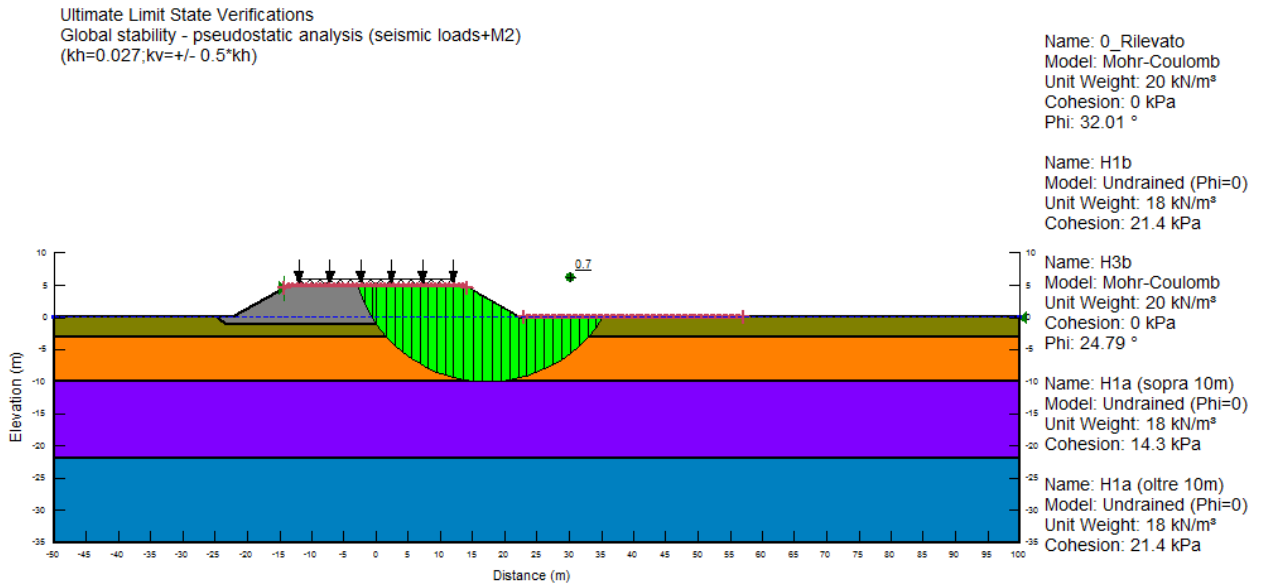
**Figura 8.1: Sez. Km.08+900, H_{RIL}=5m
Verifica statica drenata**



**Figura 8.2: Sez. Km.08+900, H_{RIL}=5m
Verifica statica non drenata**

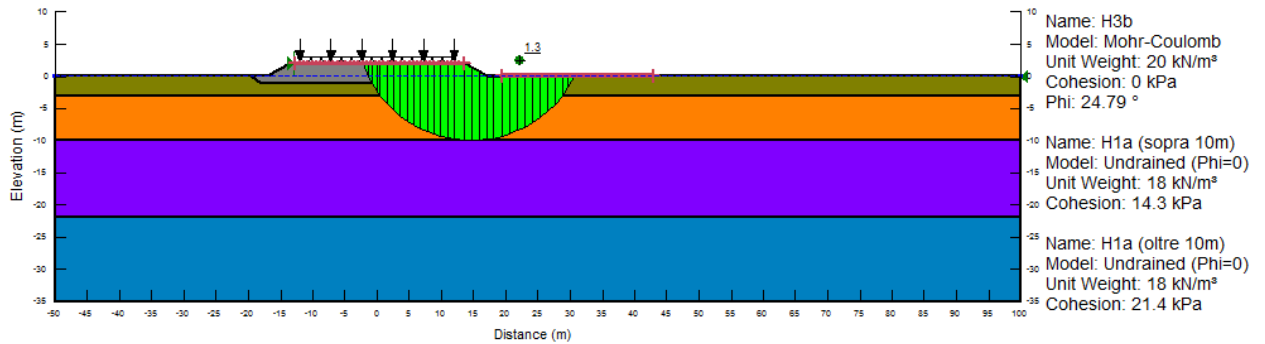


**Figura 8.3: Sez. Km.08+900, H_{RIL}=5m
Verifica pseudostatica drenata**



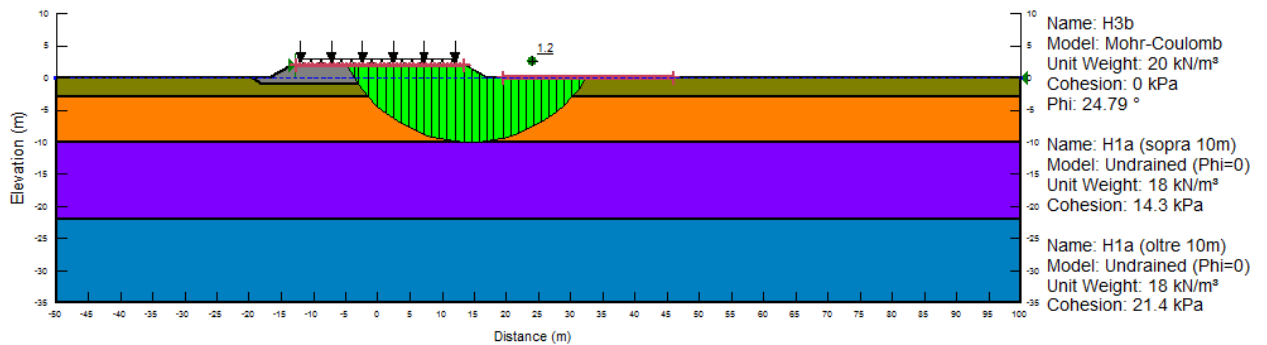
**Figura 8.4: Sez. Km.08+900, H_{RIL}=5m
Verifica pseudostatica non drenata**

Ultimate Limit State Verifications
Global stability - static analysis (A2+M2)



**Figura 8.5: Sez. Km.08+900, H_{RIL}=2m
Verifica statica non drenata**

Ultimate Limit State Verifications
Global stability - pseudostatic analysis (seismic loads+M2)
(kh=0.027; kv=+/- 0.5*kh)



**Figura 8.6: Sez. Km.08+900, H_{RIL}=2m
Verifica pseudostatica non drenata**

Ultimate Limit State Verifications
Global stability - static analysis (A2+M2)

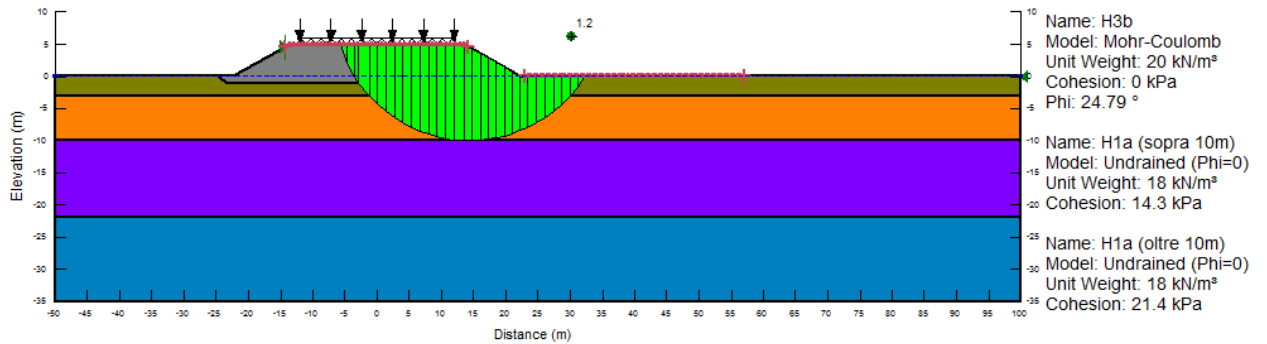


Figura 8.7: Sez. Km.08+900, H_{RIL}=5m
Verifica statica non drenata nel caso di rilevato alleggerito

Ultimate Limit State Verifications
Global stability - pseudostatic analysis (seismic loads+M2)
(kh=0.027; kv=+/- 0.5*kh)

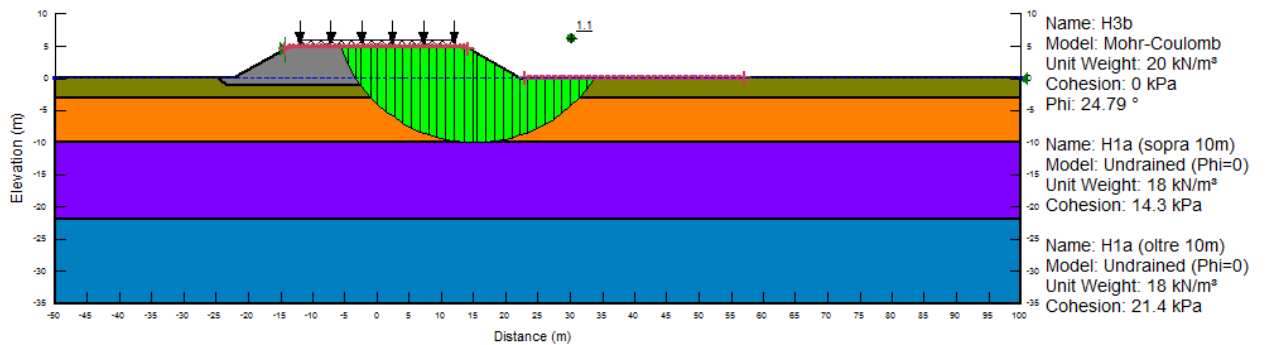


Figura 8.8: Sez. Km.08+900, H_{RIL}=5m
Verifica pseudostatica non drenata nel caso di rilevato alleggerito

Ultimate Limit State Verifications
Global stability - static analysis (A2+M2)

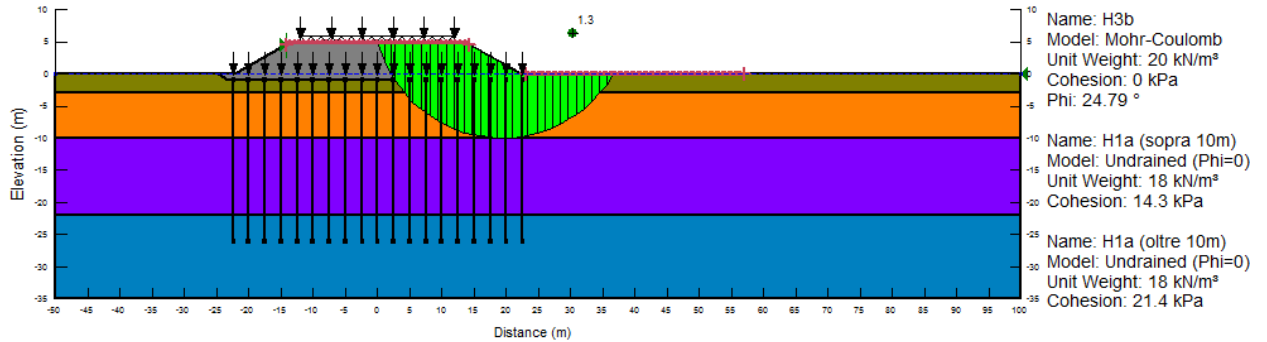


Figura 8.9: Sez. Km.08+900, H_{RIL}=5m
Verifica statica non drenata in presenza di trattamenti colonnari

Ultimate Limit State Verifications
Global stability - pseudostatic analysis (seismic loads+M2)
(kh=0.027; kv=+/- 0.5*kh)

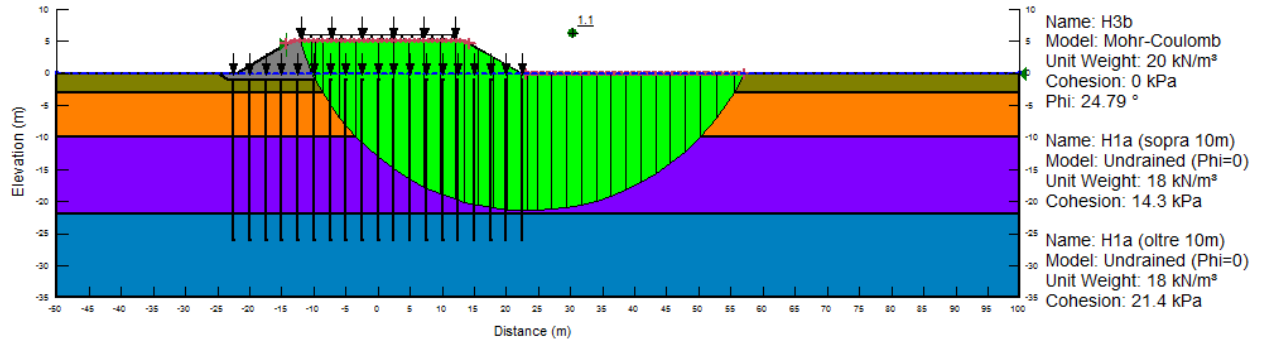


Figura 8.10: Sez. Km.08+900, H_{RIL}=5m
Verifica pseudostatica non drenata in presenza di trattamenti colonnari

8.6 Stati Limite di Esercizio - Stima dei cedimenti

Le stime dei cedimenti di seguito riportate sono state effettuate allo scopo di stimare l'ordine di grandezza dei cedimenti indotti dai rilevati di nuova costruzione con l'obiettivo di valutare la necessità o meno di interventi di mitigazione dei cedimenti in termini di trattamenti colonnari e/o rilevati alleggeriti.

La stima dei cedimenti indotti dalla costruzione del rilevato è stata condotta secondo le seguenti fasi di calcolo:

- Fase 1. Ricostruzione situazione geostatica iniziale in condizioni k_0 ;
- Fase 2. Costruzione del rilevato autostradale: $H_{\text{RILEVATO}} = 5.0\text{m}$ in ~ 90 giorni
- Fase 3. Attesa di 1 anno
- Fase 4. Attesa di 2 anno
- Fase 5. Attesa di 3 anni
- Fase 6. Attesa di 4 anni
- Fase 7. Attesa di 5 anni
- Fase 8. Attesa di 10 anni
- Fase 9. Attesa di 25 anni
- Fase 10. Attesa di 50 anni

Per la sezione caratteristica sono stati analizzati i seguenti casi:

- Nessun intervento di mitigazione dei cedimenti
- Rilevato alleggerito ($\gamma_{\text{rilevato}} = 10 \text{ kN/m}^3$)
- Trattamenti colonnari sotto al rilevato tradizionale ($\gamma_{\text{rilevato}} = 20 \text{ kN/m}^3$)
- Trattamenti colonnari sotto al rilevato alleggerito ($\gamma_{\text{rilevato}} = 10 \text{ kN/m}^3$).

Nel caso di rilevato alleggerito, anche il bonifico è stato considerato costituito da materiale alleggerito.

I trattamenti colonnari sono stati schematizzati nelle analisi come "elementi palo" elastici aventi le caratteristiche riportate nel capitolo 5 e lunghezza = 25 m (base a 26 m da p.c.).

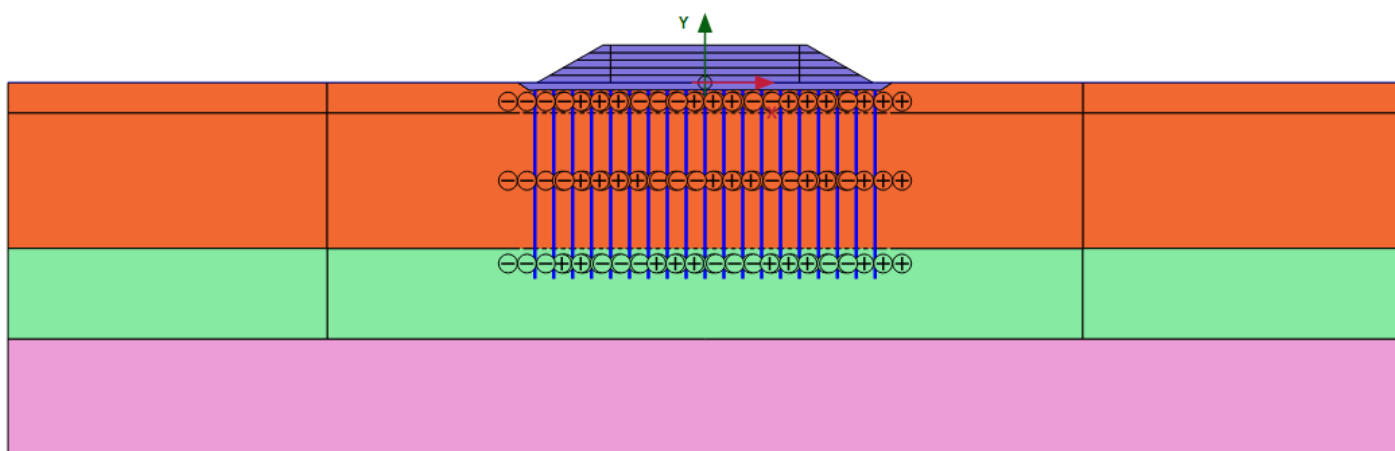
In Figura 8.11 è riportata la geometria di calcolo della sezione analizzata.

I risultati in termini di cedimenti massimi cumulati misurati in asse al rilevato stradale sono riportati in Tabella 8.7.

Nella Figura 8.12, Figura 8.13, Figura 8.14 e Figura 8.15 è riportato l'andamento del cedimento con la profondità in asse rilevato autostradale per i seguenti casi: rilevato tradizionale, rilevato alleggerito e rilevato alleggerito più trattamenti colonnari.

I risultati delle analisi mostrano quanto segue:

- i cedimenti stimati senza interventi di mitigazione risultano molto elevati, dell'ordine di 100 cm ca. dopo un anno e 190 cm ca. in 10 anni, questo a causa dei materiali altamente compressibili di fondazione. L'entità di tali cedimenti ha reso necessario il calcolo degli stessi ipotizzando diversi interventi di mitigazione in modo da stabilire quale fosse il più efficace in termini di costi e benefici.
- Il solo utilizzo del rilevato alleggerito permette una riduzione dei cedimenti dell'ordine del 55÷65% rispetto a quelli stimati con l'utilizzo del rilevato tradizionale.
- La sola esecuzione dei trattamenti colonnari al di sotto del rilevato non alleggerito permette una riduzione dei cedimenti dell'ordine del 35÷55%. I trattamenti colonnari si estendono fino ad una profondità di 4 m ca. all'interno della formazione H3b.
- L'utilizzo contestuale del rilevato alleggerito e dei trattamenti colonnari permette una riduzione dei cedimenti dell'ordine del 75÷80%.



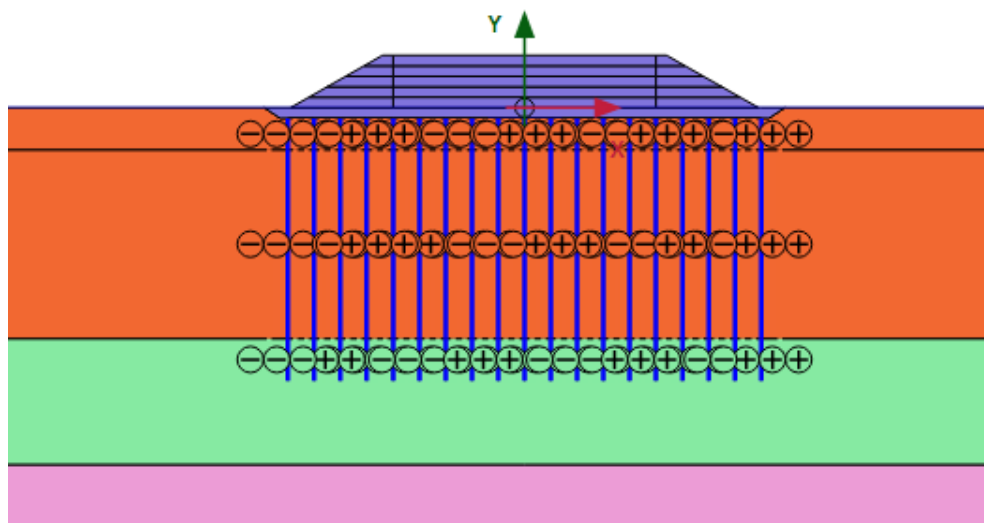
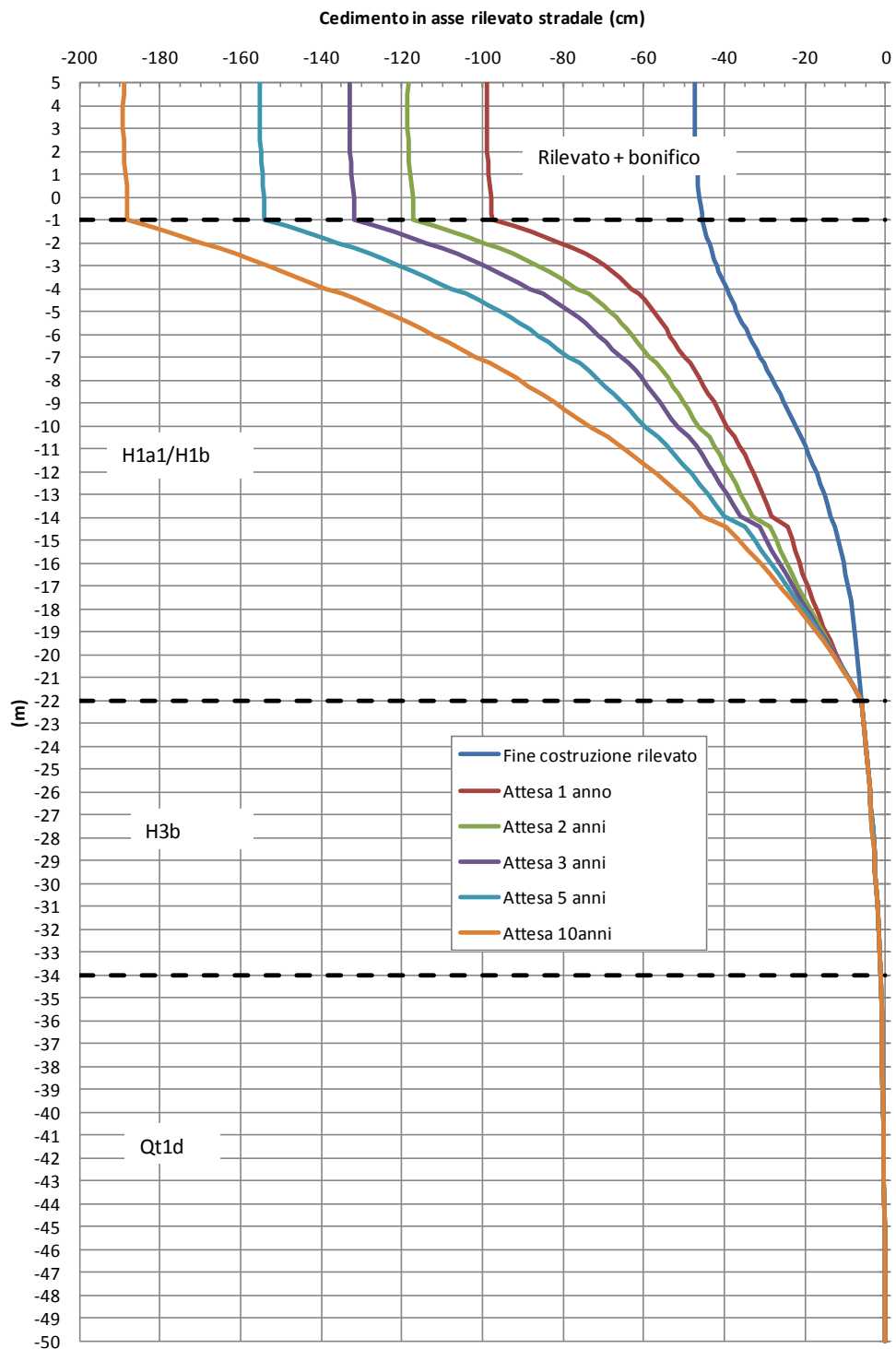


Figura 8.11: Sez. Km.08+900, $H_{RIL}=5m$ - Geometria analizzata con Plaxis

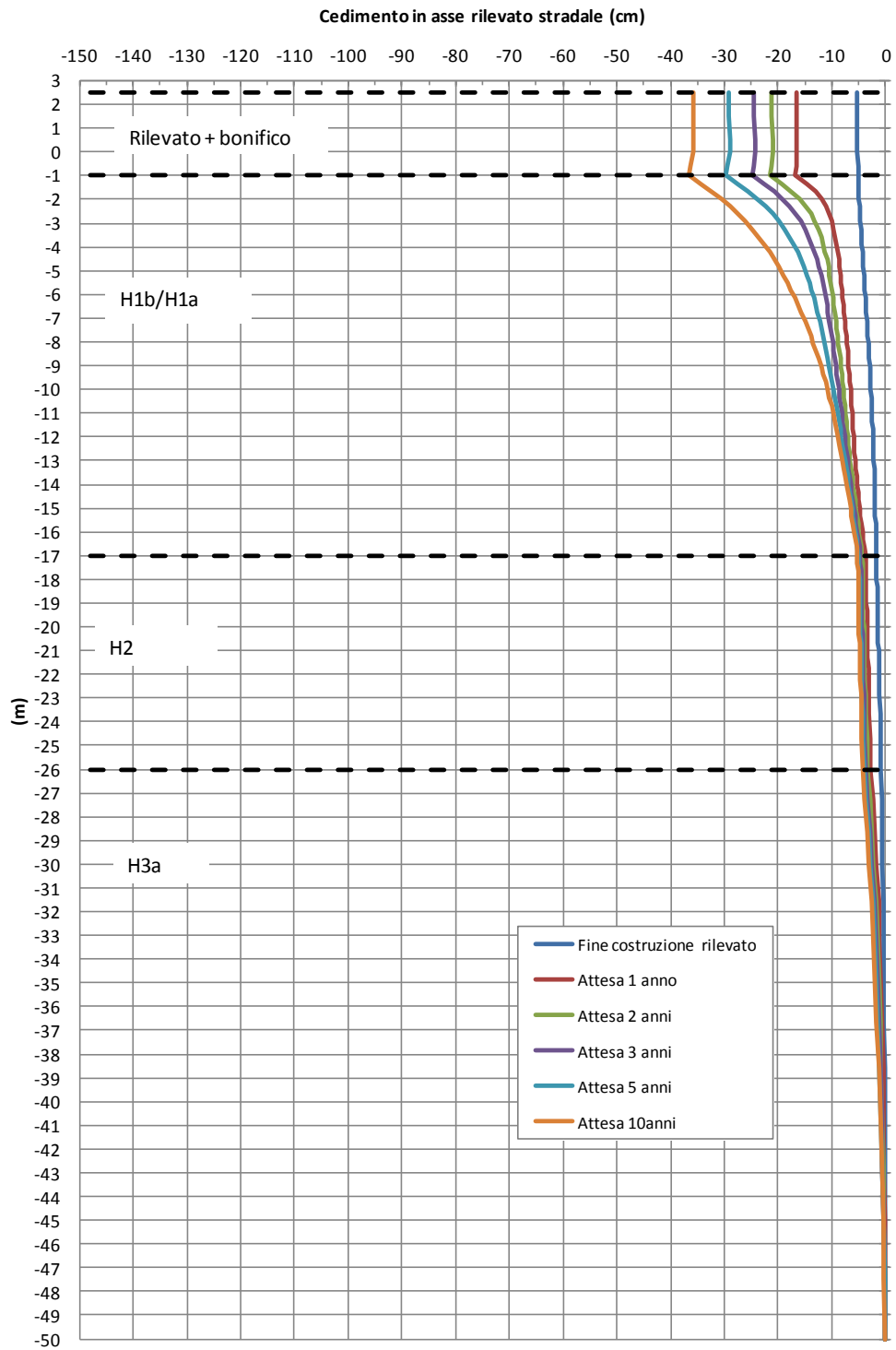
Tabella 8.7: Sez. Km.08+900, $H_{RIL}=5m$
Cedimento massimo in asse rilevato autostradale

Analisi	S 1 anno (cm)	S 2 anni (cm)	S 5 anni (cm)	S 10 anni (cm)	S 50 anni (cm)	Figura di riferimento
Rilevato $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$	98	117	154	188	225	Figura 8.16
Rilevato $\gamma=10 \text{ kN/m}^3$	35	44	59	75	97	Figura 8.17
Rilevato $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$ + Trattamenti colonnari	64	73	85	93	102	Figura 8.18
Rilevato $\gamma=10 \text{ kN/m}^3$ + Trattamenti colonnari	24	28	35	40	44	Figura 8.19

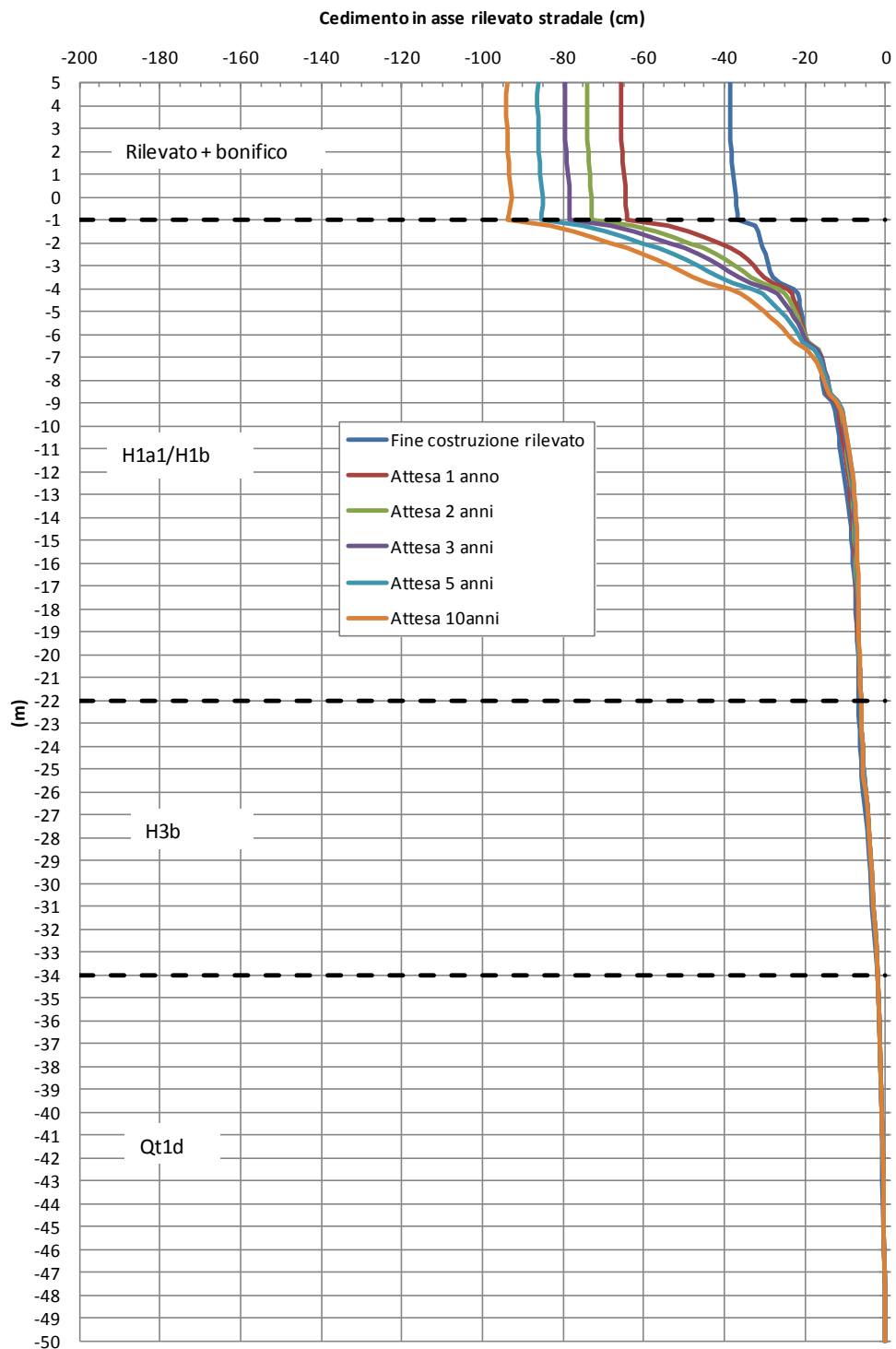
$S_{x \text{ anni}}$ = cedimento massimo misurato in asse al rilevato autostradale, cumulato dall'inizio della costruzione del rilevato fino ad x anni.



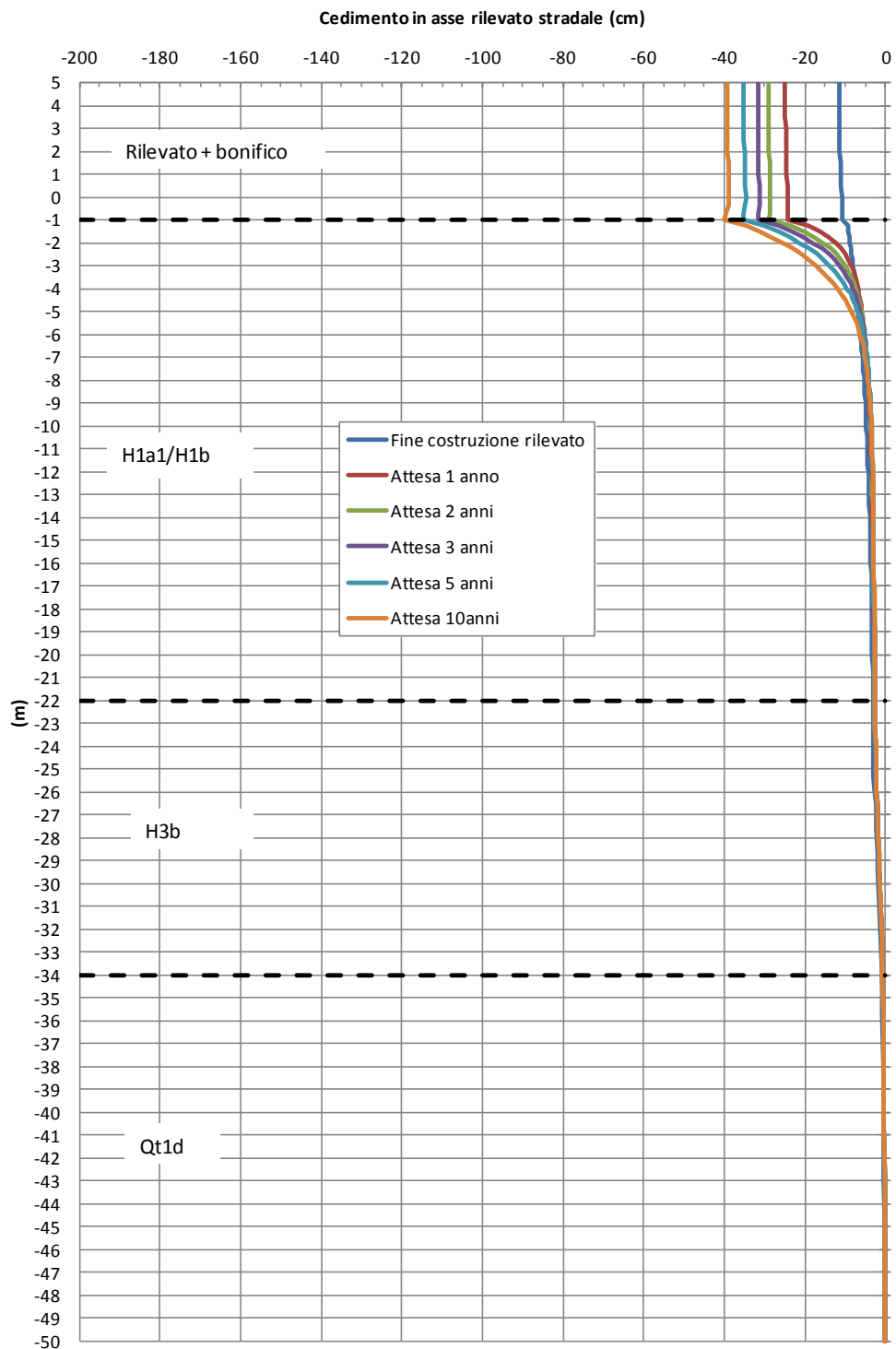
**Figura 8.12: Sez. Km.08+900, $H_{RIL}=5m$
Rilevato tradizionale - Cedimenti vs profondità in asse rilevato**



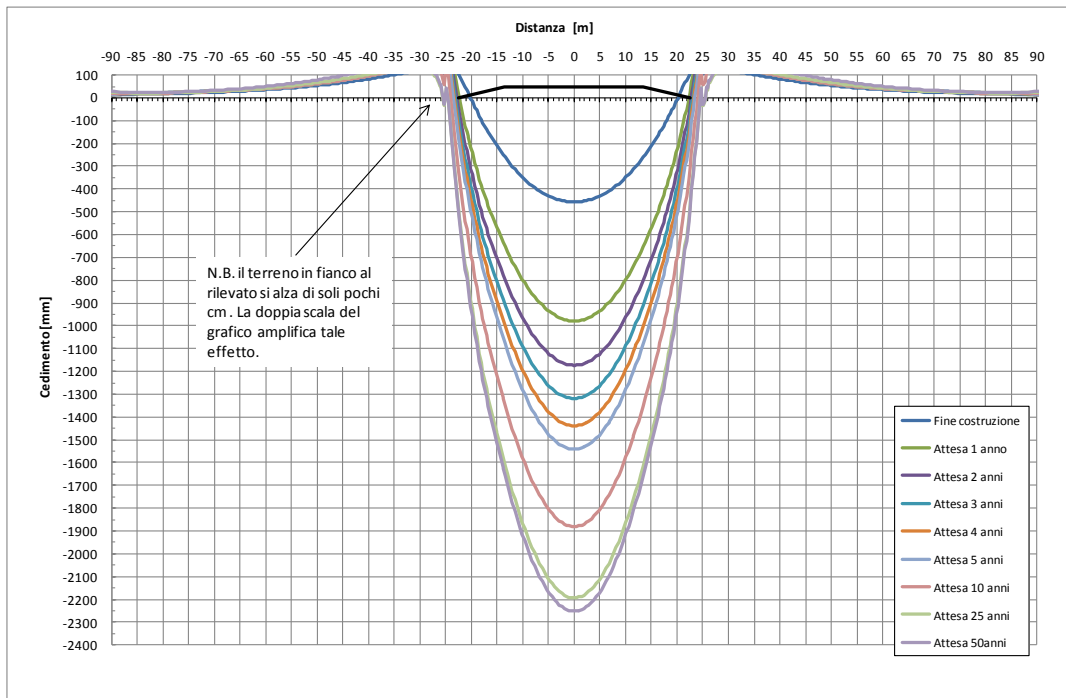
**Figura 8.13: Sez. Km.08+900, $H_{RIL}=5m$
Rilevato alleggerito - Cedimenti vs profondità in asse rilevato**



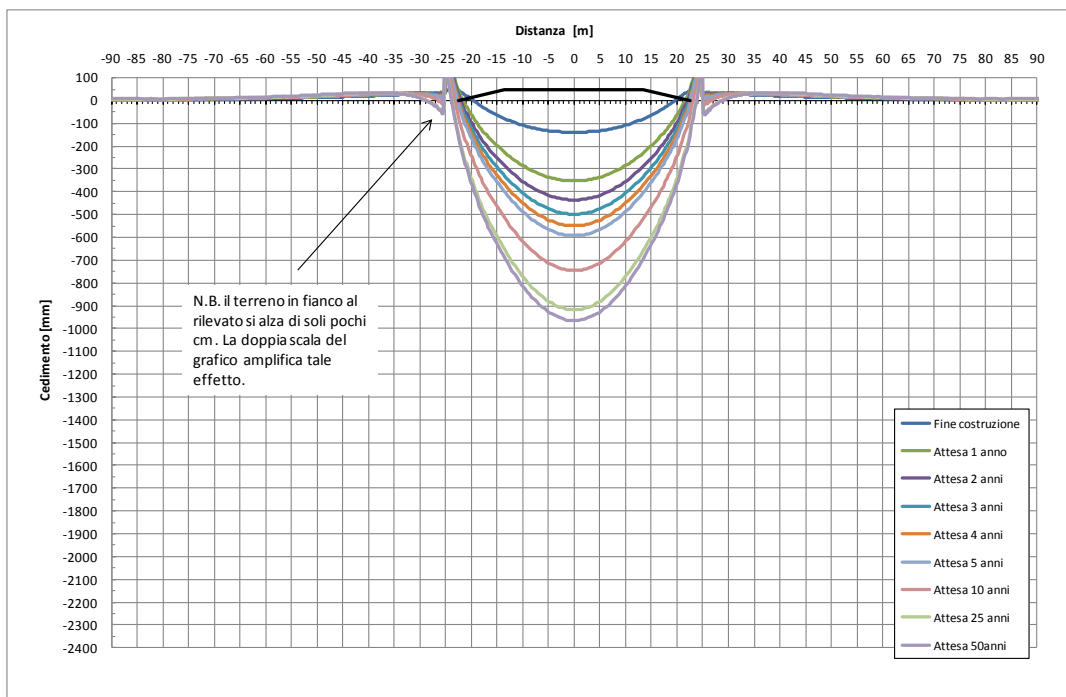
**Figura 8.14: Sez. Km.08+900, $H_{RIL}=5m$
Rilevato tradizionale e trattamenti colonnari - Cedimenti vs profondità in asse rilevato**



**Figura 8.15: Sez. Km.08+900, $H_{RIL}=5m$
Rilevato alleggerito e trattamenti colonnari - Cedimenti vs profondità in asse rilevato**



**Figura 8.16: Sez. Km.08+900, $H_{RIL}=5m$
Rilevato tradizionale - Cedimenti sotto l'impronta del rilevato**



**Figura 8.17: Sez. Km.08+900, $H_{RIL}=5m$
Rilevato alleggerito - Cedimenti sotto l'impronta del rilevato**

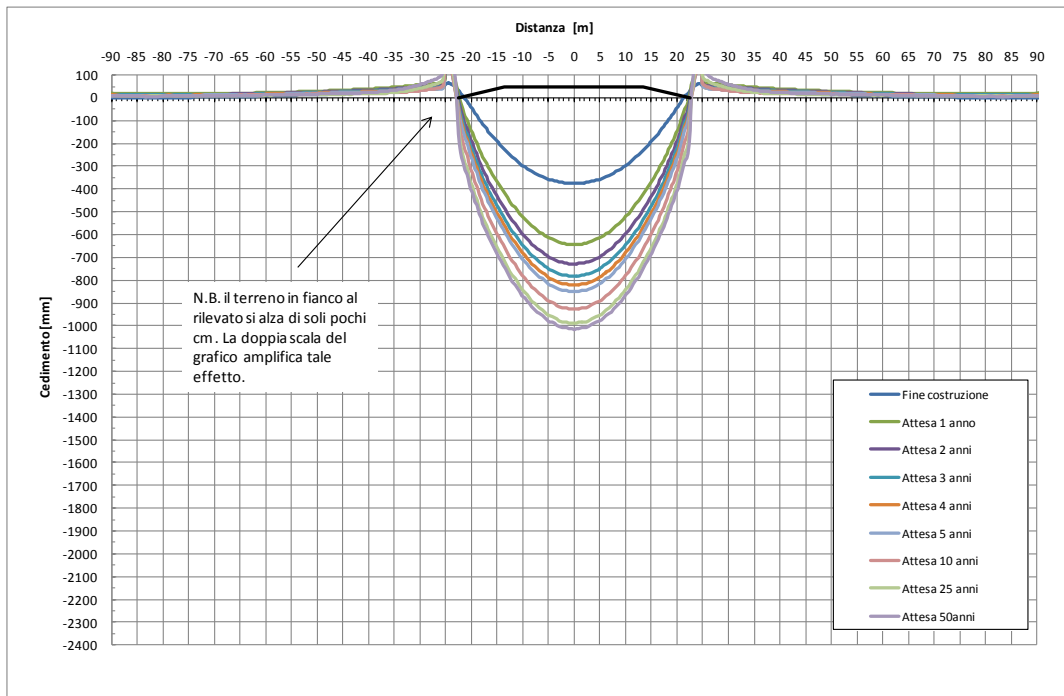


Figura 8.18: Sez. Km.08+900, $H_{RIL}=5m$
Rilevato tradizionale e trattamenti colonnari - Cedimenti sotto l'impronta del rilevato

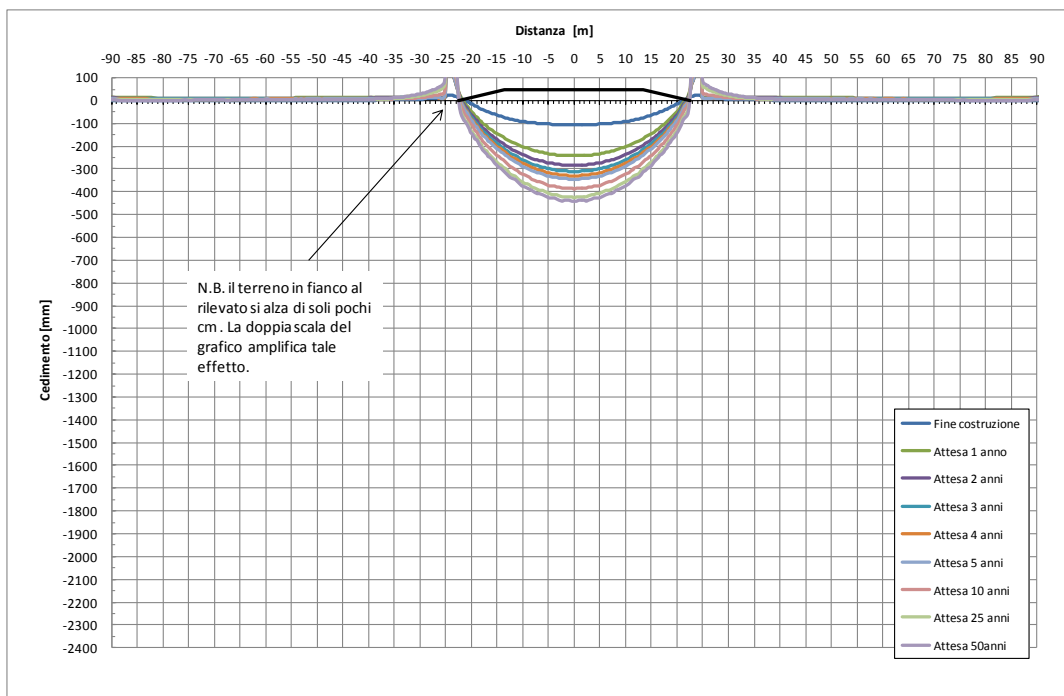


Figura 8.19: Sez. Km.08+900, $H_{RIL}=5m$
Rilevato alleggerito e trattamenti colonnari - Cedimenti sotto l'impronta del rilevato

9. TRATTA DAL KM.10+300 AL KM.11+300

9.1 Premessa

In questa tratta, di circa 1 km, è in progetto il nuovo svincolo di Albina. I rilevati autostradali in progetto hanno altezze che variano tra 2.0 e 2.5 m ca.. Oggetto di questo documento sono solamente i rilevati autostradali lungo linea. Si segnala che i rilevati stradali del nuovo cavalcavia "svincolo Albina" in progetto, che permetterà l'attraversamento dell'autostrada al km circa 10+700, dovranno essere oggetto di dedicate verifiche di stabilità e cedimenti.

9.2 Inquadramento geologico-geotecnico

Nella tratta in oggetto le quote del terreno naturale, misurate in asse rilevato autostradale di progetto, variano tra 0.9 e 1.5 m s.l.m. Come riportato sui profili geotecnici (Doc.Rif.[2]), le indagini di riferimento sono: 5b-SD26 e 5b-SD27. Tale tratta non è molto estesa e la successione stratigrafica, sulla base delle indagini geotecniche effettuate, si presenta uniforme. Di seguito si riporta la successione stratigrafica caratteristica:

- da piano campagna e fino alla profondità di 4.0 m ca. sono presenti depositi olocenici fluviali (H1b), costituiti principalmente da limi argillosi e limi con argilla.
- Sotto tale formazione, e fino a profondità investigate, variabili tra 15 e 17 m ca., sono presenti depositi olocenici lagunari (H1a) costituiti da argille con limo o argille limose compressibili.
- Al di sotto di tale strato, sono presenti depositi olocenici di spiaggia (H2), in spessori variabili tra 8 e 10 m ca., costituiti da sabbie e/o sabbie limose.
- Sotto le sabbie, e fino alle massime profondità investigate, si ritrovano depositi olocenici lagunari (H3a), costituiti da argille con limi o argille limose.

9.3 Stratigrafia e valori caratteristici dei parametri geotecnici

I sondaggi di riferimento per la stratigrafia considerata sono: 5b-SD26 e 5b-SD27. La stratigrafia di calcolo assunta nelle verifiche è riportata in Tabella 9.1.

Per le analisi agli elementi finiti ai terreni di fondazione, a grana fine che a grana grossa, sono stati assegnati modelli costitutivi facenti parte della libreria del codice di calcolo Plaxis secondo quanto descritto nel paragrafo 4.2.1.

I valori dei parametri geotecnici di calcolo assunti per i terreni a grana grossa sono riportati nella Tabella 9.3, mentre quelli per i terreni a grana fine sono riportati nella Tabella 9.2. Il significato dei parametri presenti nelle tabelle sopra citate è spiegato nei paragrafi 4.1.2 e 4.2.1.

Per i nuovi rilevati autostradali e per i trattamenti colonnari sono stati adottati i parametri geotecnici definiti nel capitolo 5.

Tabella 9.1: Sez. Km.10+600 – Stratigrafia di calcolo

Profondità		Formazione
Da (m da p.c.)	a (m da p.c.)	
0.0	4.0	H1b
4.0	17.0	H1a
17.0	26.0	H2
26.0	fine modello	H3a
falda a p.c.		

Tabella 9.2: Parametri adottati per i terreni a grana fine

Formazione e	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	c_u (kPa)	OCR (-)	e_0 (-)	c_c (-)	c_r (-)	c_a (%)	$k_v = k_h$ (m/s)
H1b	18	25	5	30	1.0	1.0	0.40	0.2· c_c	1.60	1·10 ⁻⁹
H1a	18	25	5	20 ⁽¹⁾ 30 ⁽²⁾	1.0	1.0	0.40 ⁽¹⁾ 0.30 ⁽²⁾	0.2· c_c	1.60 ⁽¹⁾ 1.20 ⁽²⁾	1·10 ⁻⁹
H3a	17	25	2	30	1.0	0.8	0.30 ⁽³⁾	0.2· c_c	0.50 ⁽³⁾	1·10 ⁻⁸

⁽¹⁾ valori assunti fino a 10 m da p.c.
⁽²⁾ valori assunti per profondità superiori a 10 m da p.c.
⁽³⁾ non sono disponibili prove edometriche in corrispondenza di tali formazioni, pertanto i valori di deformabilità riportati andranno verificati nell'ambito della campagna di indagine geognostica integrativa propedeutica alla progettazione esecutiva

Tabella 9.3: Parametri adottati per i terreni a grana grossa

Formazione	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ψ' (°)	OCR (-)	E_{50}^{ref} (Mpa)	E_{edo}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	m (-)	ν (-)
H2	18	31	0	0	1	19	19	58	0.6	0.15

9.4 Sintesi delle verifiche effettuate

Le verifiche di stabilità globale e la stima dei cedimenti riportate nel seguito sono state condotte con riferimento ad un rilevato autostradale di altezza pari a 2.5 m (in progetto in corrispondenza della progressiva ~ Km.10+600).

Le analisi riportate nei paragrafi successivi sono state condotte secondo quanto riportato nel paragrafo 4.1.2 e nel paragrafo 4.2.1, rispettivamente per quanto concerne le analisi di stabilità globale e la stima dei cedimenti.

9.5 Stati Limite Ultimi - Verifiche di stabilità globale

Le verifiche di stabilità globale sono state effettuate secondo i criteri di calcolo riportati nel paragrafo 4.1. I valori caratteristici dei parametri geotecnici dei materiali di rilevato e di eventuali interventi sui terreni di fondazione e sui rilevati stessi sono riportati nel capitolo 5, mentre quelli dei terreni naturali sono riportati nel paragrafo precedente.

In Tabella 9.4 si riportano i risultati delle verifiche statiche e pseudostatiche in condizioni drenate e non drenate e vengono richiamate per ogni analisi le figure di riferimento. Come si osserva dai risultati riportati in tabella, le verifiche di stabilità globale risultano sempre soddisfatte.

Tabella 9.4: Sez. Km.10+600
Risultati verifiche di stabilità globale

Tipo di analisi		H _{RILEVATO} =2.5 m	
		R _d	Figura di riferimento
Statica	drenata	1.6	Figura 9.1
	non drenata	1.1	Figura 9.2
Pseudostatica	drenata	1.5	Figura 9.3
	non drenata	1.1	Figura 9.4

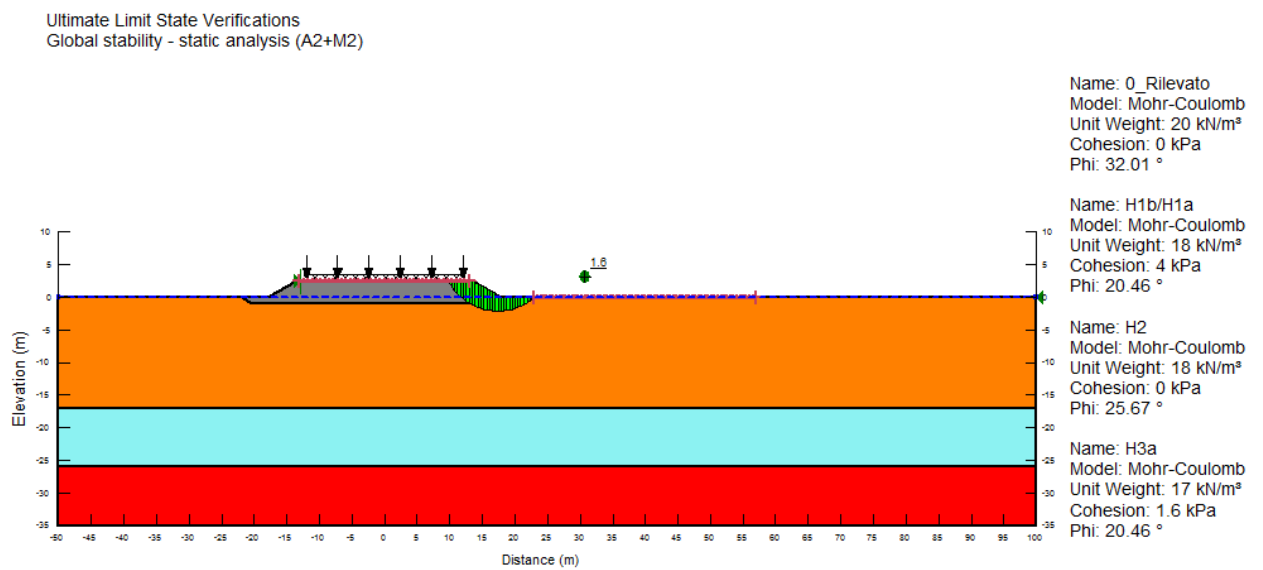


Figura 9.1: Sez. Km.10+600, H_{RIL}=2.5m
Verifica statica drenata senza interventi

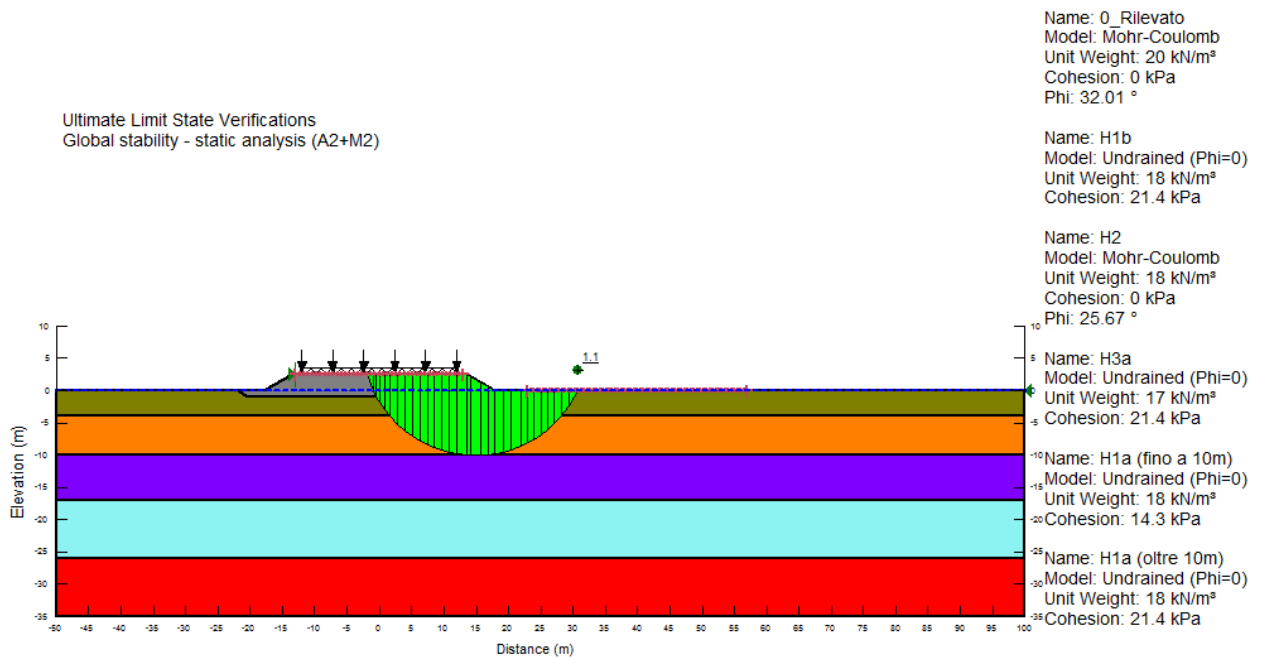


Figura 9.2: Sez. Km.10+600, H_{RIL}=2.5m
Verifica statica non drenata senza interventi

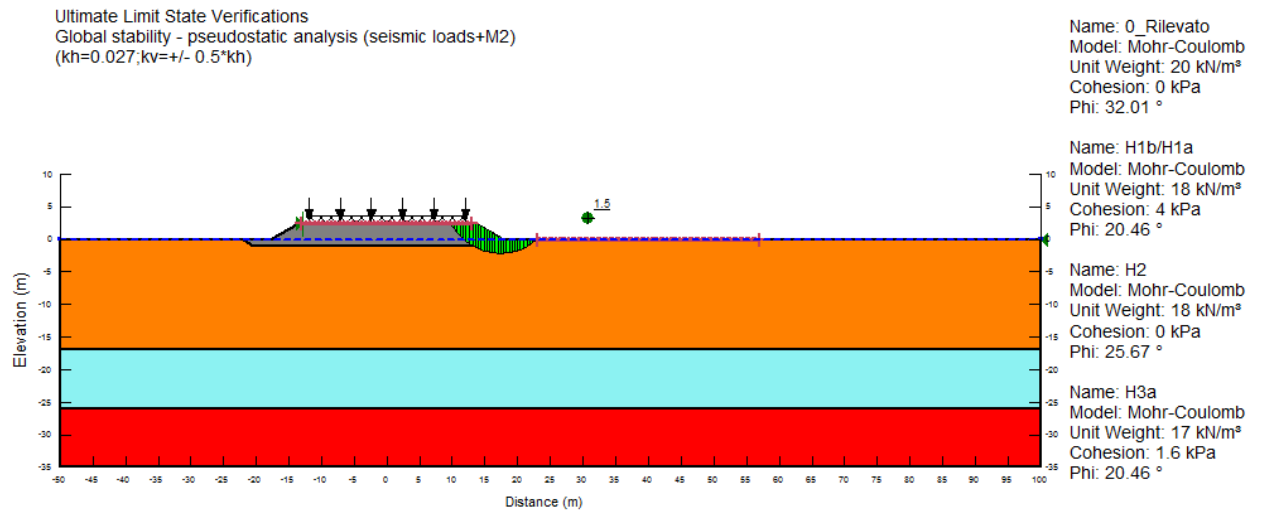
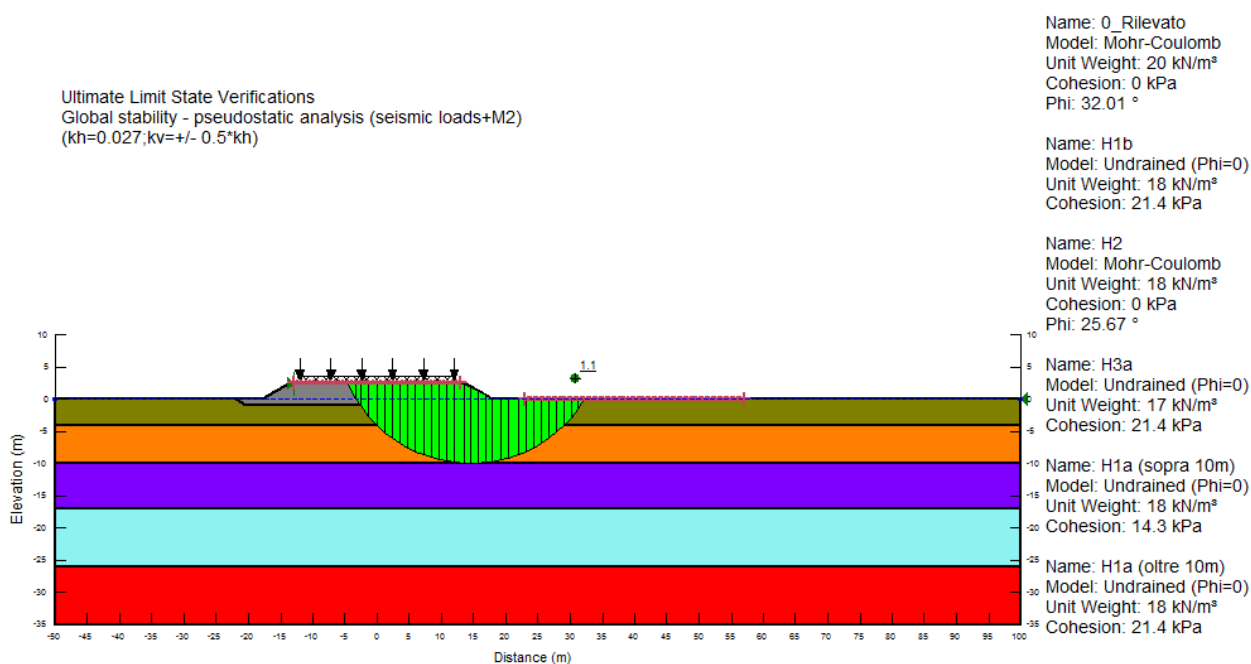


Figura 9.3: Sez. Km.10+600, H_{RIL}=2.5m
Verifica pseudostatica drenata senza interventi



**Figura 9.4: Sez. Km.10+600, $H_{RIL}=2.5m$
Verifica pseudostatica non drenata senza interventi**

9.6 Stati Limite di Esercizio - Stima dei cedimenti

Le stime dei cedimenti di seguito riportate sono state condotte allo scopo di stimare l'ordine di grandezza dei cedimenti indotti dai rilevati di nuova costruzione con l'obiettivo di valutare la necessità o meno di interventi di mitigazione dei cedimenti in termini di trattamenti colonnari e/o rilevati alleggeriti.

La stima dei cedimenti indotti dalla costruzione dei nuovi rilevati è stata condotta secondo le seguenti fasi di calcolo:

- Fase 1. Ricostruzione situazione geostatica iniziale in condizioni k_0 ;
- Fase 2. Costruzione del rilevato autostradale: $H_{RILEVATO} = 2.5m$ in ~ 45 giorni
- Fase 3. Attesa di 1 anno
- Fase 4. Attesa di 2 anno
- Fase 5. Attesa di 3 anni
- Fase 6. Attesa di 4 anni
- Fase 7. Attesa di 5 anni
- Fase 8. Attesa di 10 anni

Fase 9. Attesa di 25 anni

Fase 10. Attesa di 50 anni

Per la sezione caratteristica sono stati analizzati i seguenti casi:

- Nessun intervento di mitigazione dei cedimenti
- Rilevato alleggerito ($\gamma_{\text{rilevato}} = 10 \text{ kN/m}^3$)
- Trattamenti colonnari sotto al rilevato tradizionale ($\gamma_{\text{rilevato}} = 20 \text{ kN/m}^3$)
- Trattamenti colonnari sotto al rilevato alleggerito ($\gamma_{\text{rilevato}} = 10 \text{ kN/m}^3$)

Nel caso di rilevato alleggerito, anche il bonifico è stato considerato costituito da materiale alleggerito.

I trattamenti colonnari sono stati schematizzati nelle analisi come "elementi palo" elastici aventi le caratteristiche riportate nel capitolo 5 e lunghezza = 20 m (base a 21 m da p.c.). Tale lunghezza è dovuta alla profondità dello strato granulare (H2) nel quale i trattamenti colonnari devono immorsarsi per permettere un'efficiente riduzione dei cedimenti.

In Tabella 9.1 è riportata la stratigrafia di calcolo assunta nelle analisi. Come si osserva dalle tabella, lo stato H3a è stato considerato fino a fine modello di calcolo (50 m da p.c.), tale assunzione risulta cautelativa in quanto la formazione H3a è costituita da terreno compressibile ed è stata rinvenuta fino alla massima profondità indagata (30 m). In Figura 9.5 è riportata la geometria di calcolo della sezione analizzata.

I risultati in termini di cedimenti massimi cumulati misurati, a partire dalla Fase 2, in asse al rilevato stradale sono riportati in Tabella 9.5.

In Figura 9.6, Figura 9.7, Figura 9.8 e Figura 9.9 è riportato l'andamento del cedimento con la profondità in asse rilevato autostradale per tutti i casi di calcolo elencati in Tabella 9.5. Tali figure mostrano il contributo dei cedimenti dei diversi strati.

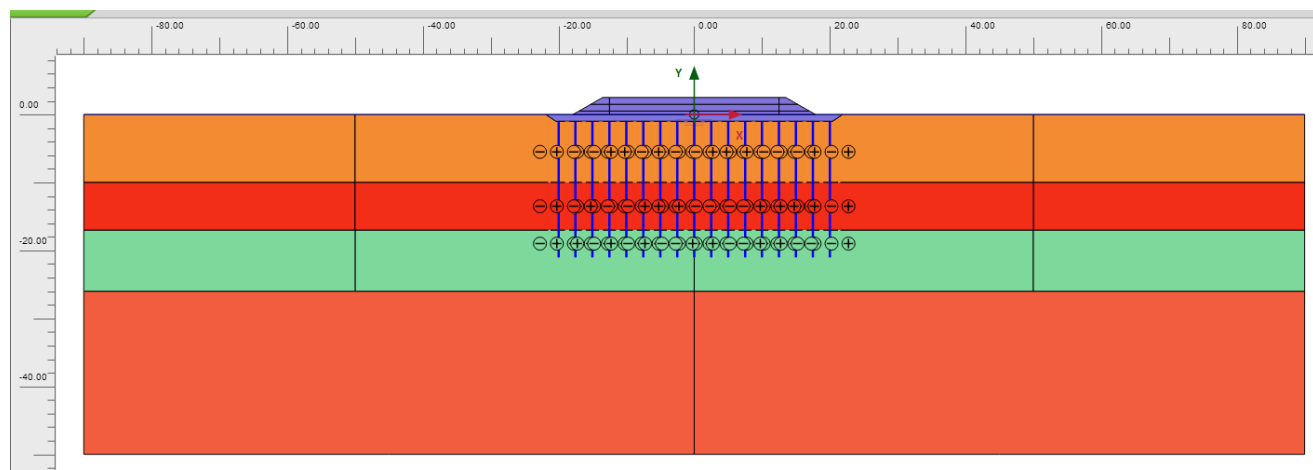
I risultati delle analisi mostrano quanto segue:

- I cedimenti stimati senza interventi di mitigazione risultano, sotto i rilevati autostradali, dell'ordine dei 50 cm ca. dopo un anno e 105 cm ca. in 10 anni, tali cedimenti sono dovuti principalmente agli strati H1b e H1a. Dopo un anno da fine costruzione rilevato, 10 cm ca. sono dovuti allo strato profondo H3a,

assunto fino a fine modello. Tale assunzione potrebbe non essere realistica e risultare quindi eccessivamente cautelativa, quindi da rivalutare in sede di Progetto Esecutivo. L'entità dei cedimenti ha reso necessario il calcolo degli stessi ipotizzando diversi interventi di mitigazione in modo da stabilire quale fosse il più efficace in termini di costi e benefici.

- Il solo utilizzo del rilevato alleggerito permette una riduzione dei cedimenti dell'ordine del 65÷68% rispetto a quelli stimati con l'utilizzo del rilevato tradizionale.
- La sola esecuzione dei trattamenti colonnari al di sotto del rilevato non alleggerito permette una riduzione dei cedimenti dell'ordine del 18÷38%. I trattamenti colonnari sono estesi fino ad una profondità di 4 m ca. all'interno della formazione H2. La riduzione di cedimento sopra stimata non risulta molto efficiente in termini di costi –benefici.
- L'utilizzo contestuale del rilevato alleggerito e dei trattamenti colonnari permette una riduzione dei cedimenti dell'ordine del 74÷80%.

Come si evince dai risultati delle analisi, l'intervento di mitigazione più efficiente in termini di costi benefici risulta essere l'utilizzo di rilevati costituiti da materiale alleggerito.



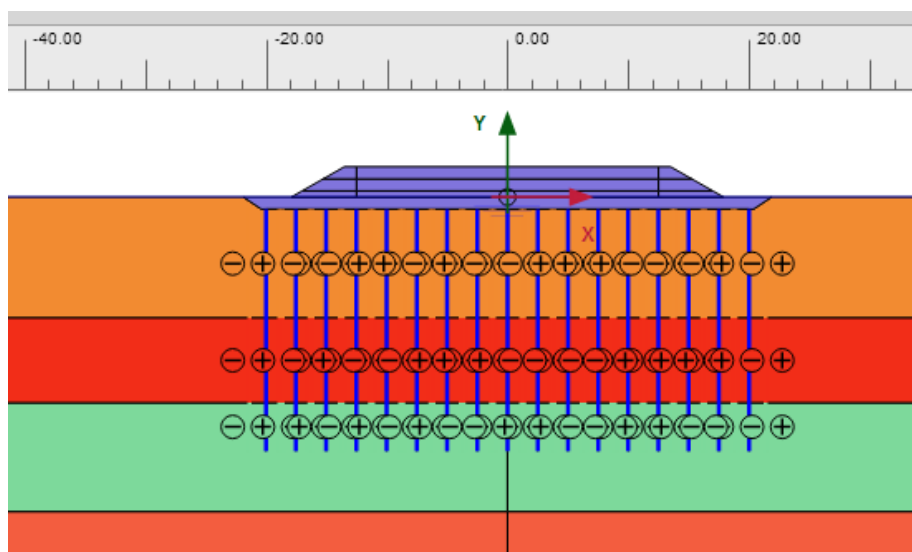
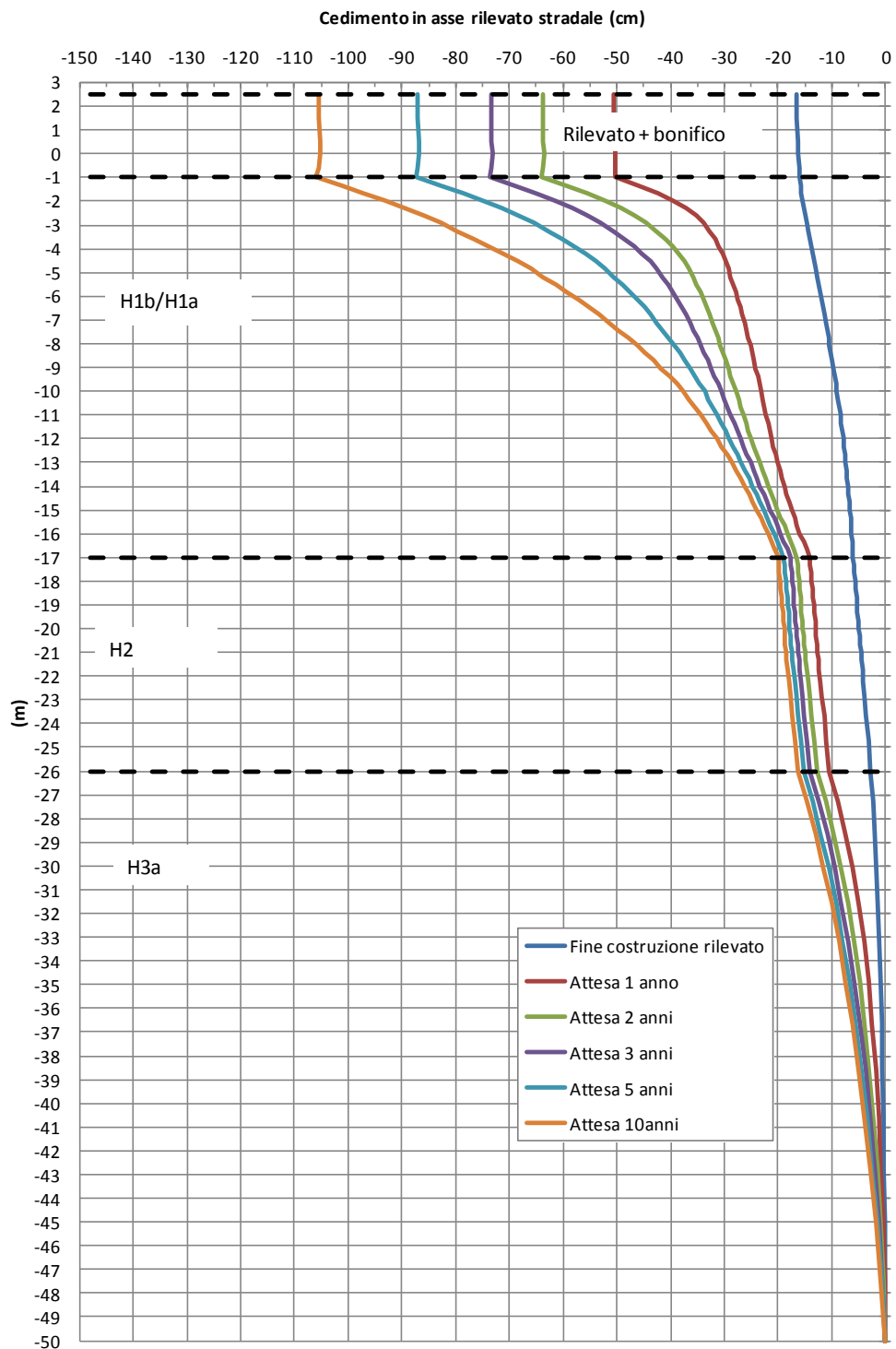


Figura 9.5: Sez. Km.10+600, H_{RIL}=2.5m – Geometria di calcolo

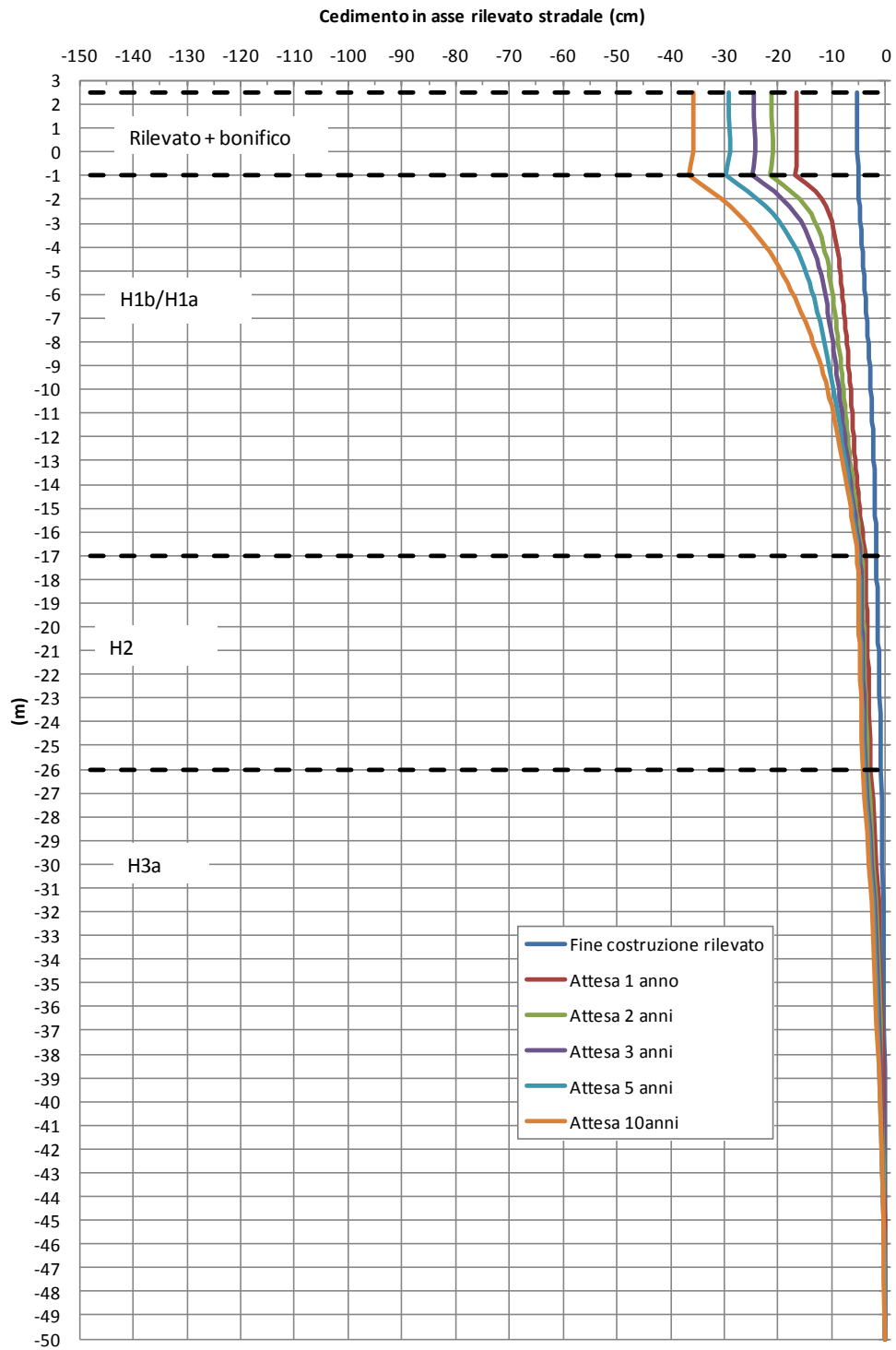
Tabella 9.5: Cedimento massimo in asse rilevato autostradale

Analisi	S 1 anno (cm)	S 2 anni (cm)	S 5 anni (cm)	S 10 anni (cm)	S 50 anni (cm)	Figura di riferimento
Rilevato $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$	50	64	87	105	119	Figura 9.10
Rilevato $\gamma=10 \text{ kN/m}^3$	16	21	29	36	42	Figura 9.11
Rilevato $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$ + Trattamenti colonnari	41	49	60	66	74	Figura 9.12
Rilevato $\gamma=10 \text{ kN/m}^3$ + Trattamenti colonnari	13	16	19	21	24	Figura 9.13

$S_{x \text{ anni}}$ = cedimento massimo misurato in asse al rilevato autostradale, cumulato dall'inizio della costruzione del rilevato fino ad x anni.



**Figura 9.6: Sez. Km.10+600, $H_{RIL}=2.5m$
Rilevato tradizionale - Cedimenti vs profondità in asse rilevato**



**Figura 9.7: Sez. Km.10+600, $H_{RIL}=2.5m$
Rilevato alleggerito - Cedimenti vs profondità in asse rilevato**

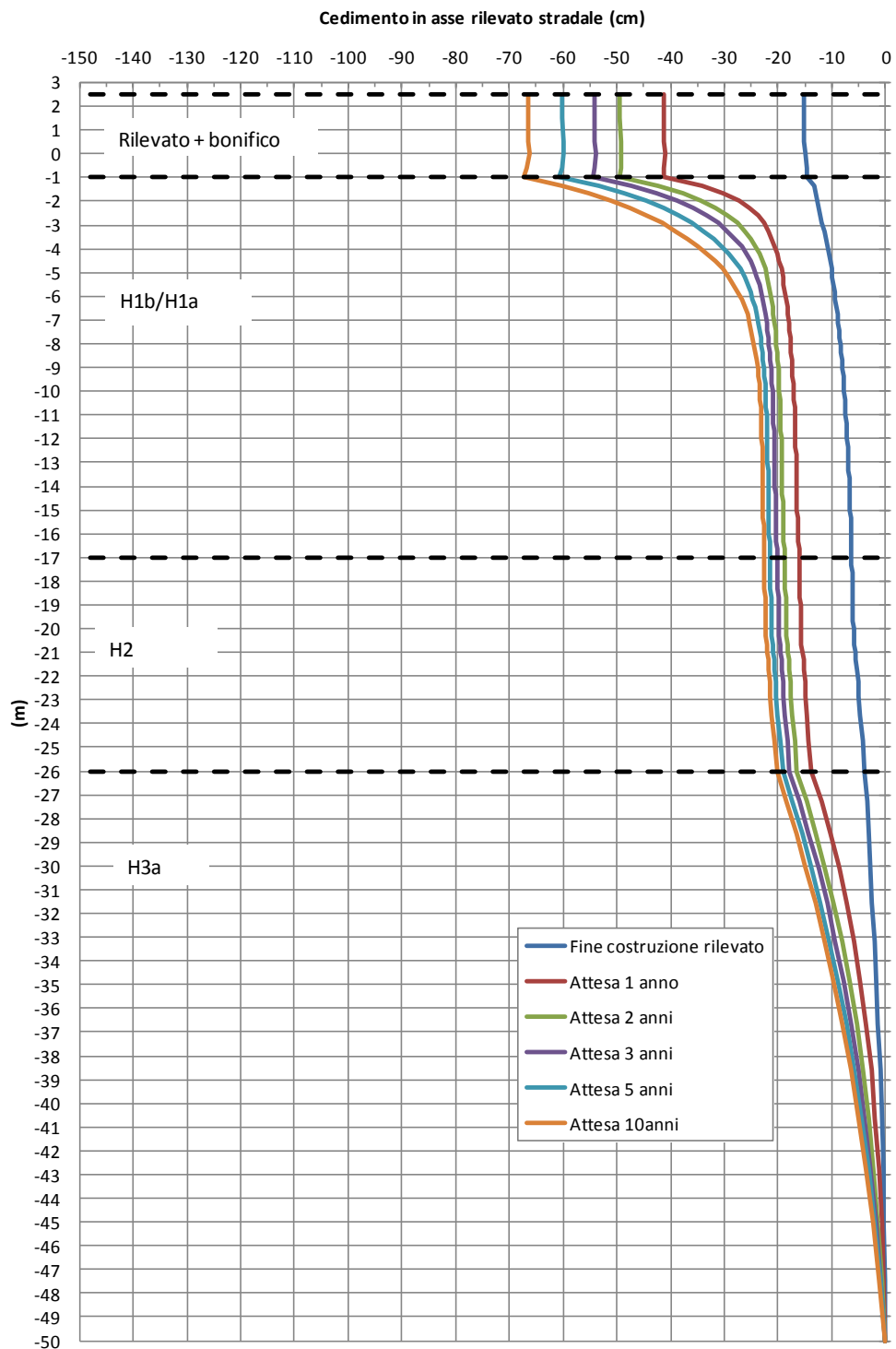
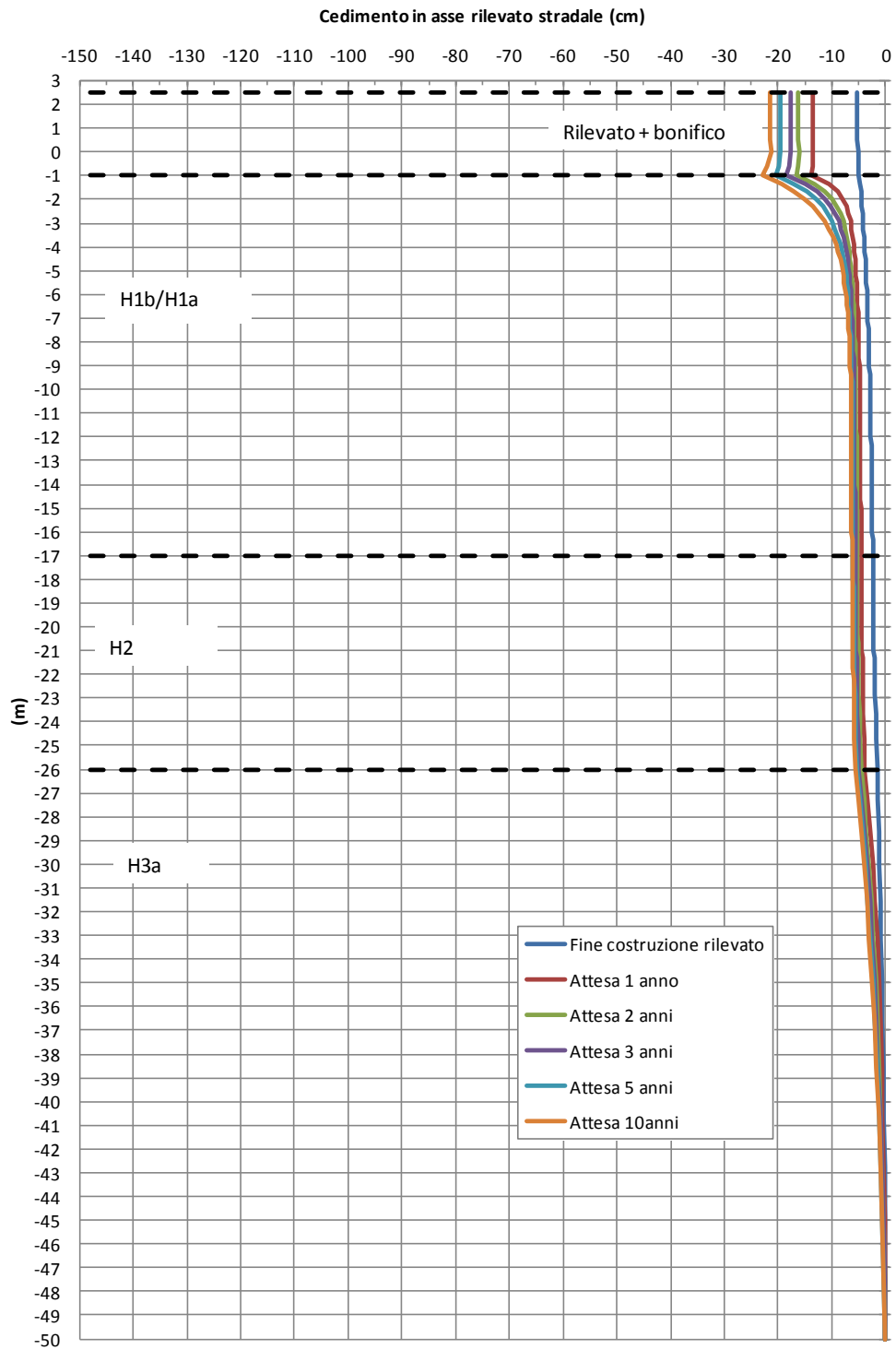
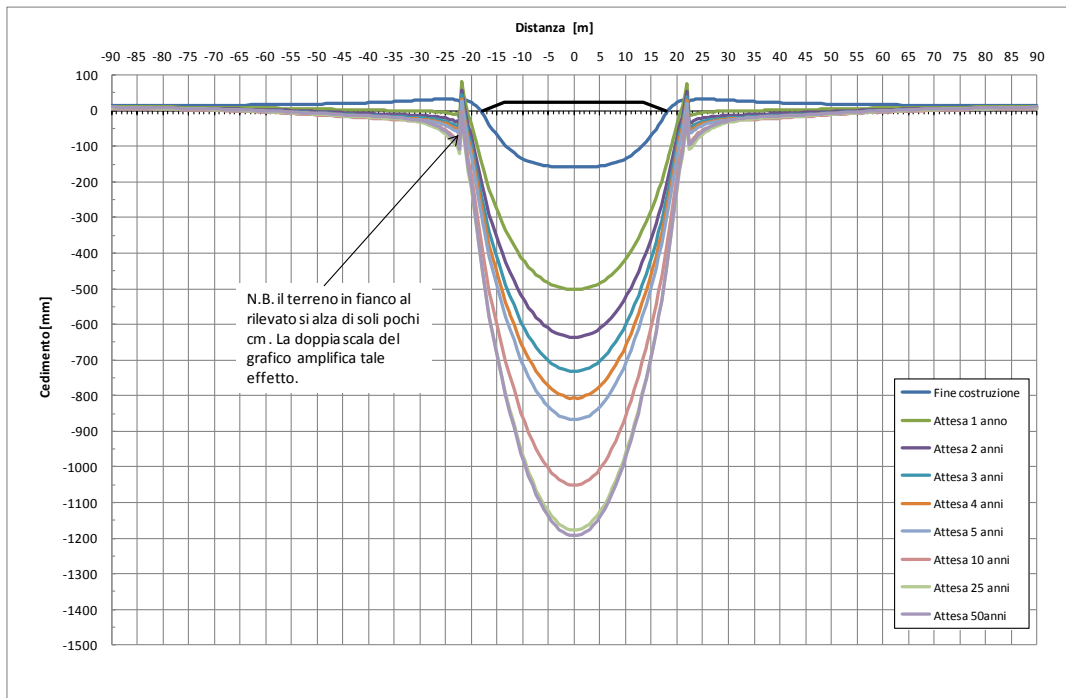


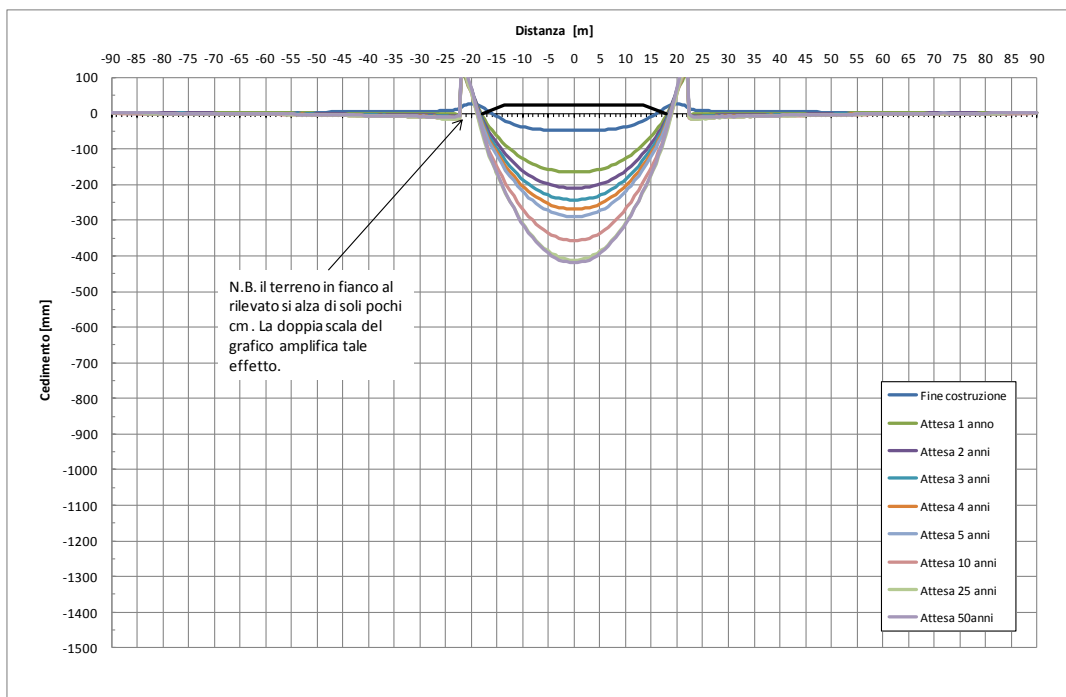
Figura 9.8: Sez. Km.10+600, $H_{RIL}=2.5m$
Rilevato tradizionale e trattamenti colonnari - Cedimenti vs profondità in asse rilevato



**Figura 9.9: Sez. Km.10+600, $H_{RIL}=2.5m$
Rilevato alleggerito e trattamenti colonnari - Cedimenti vs profondità in asse rilevato**



**Figura 9.10: Sez. Km.10+600, $H_{RIL}=2.5m$
Rilevato tradizionale - Cedimenti sotto l'impronta del rilevato**



**Figura 9.11: Sez. Km.10+600, $H_{RIL}=2.5m$
Rilevato alleggerito - Cedimenti sotto l'impronta del rilevato**

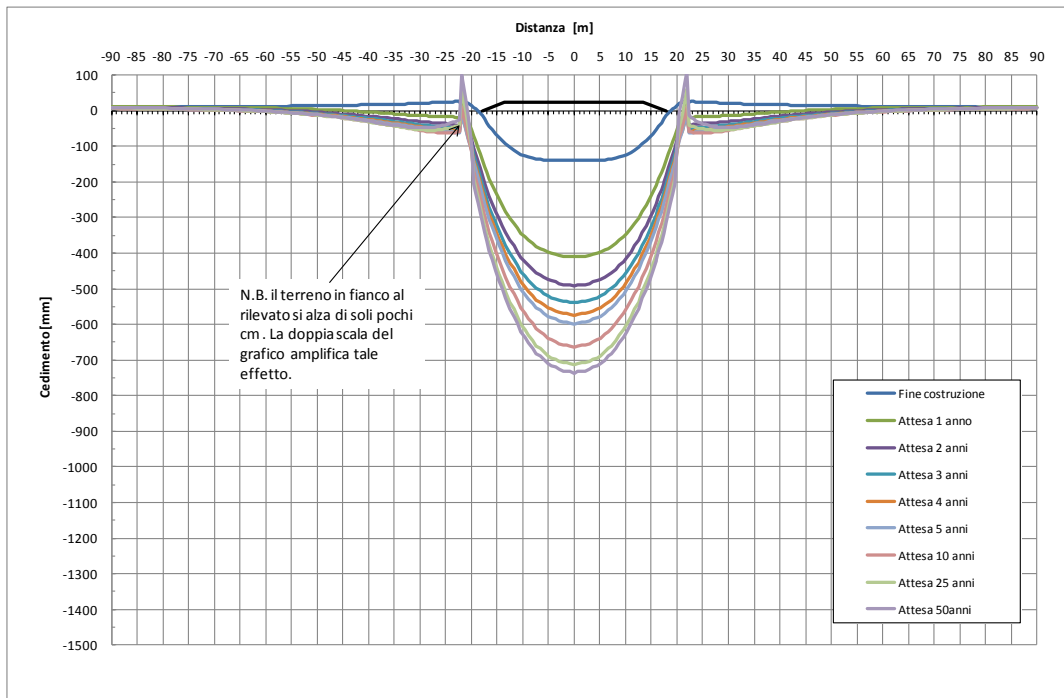


Figura 9.12: Sez. Km.10+600, $H_{RIL}=2.5m$
Rilevato tradizionale e trattamenti colonnari - Cedimenti sotto l'impronta del rilevato

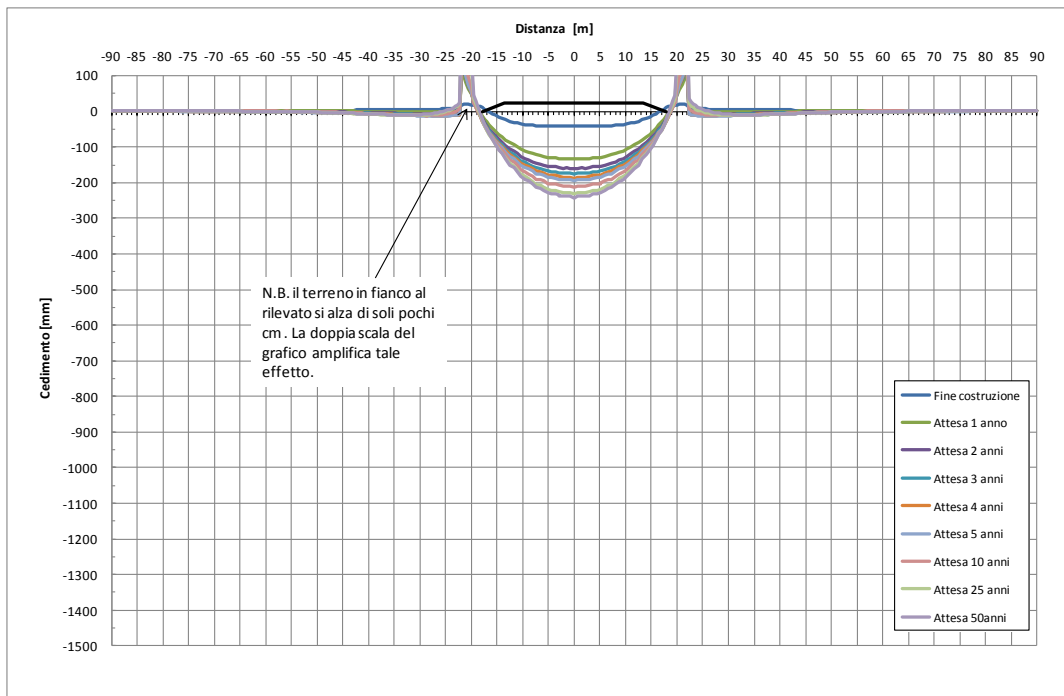


Figura 9.13: Sez. Km.10+600, $H_{RIL}=2.5m$
Rilevato alleggerito e trattamenti colonnari - Cedimenti sotto l'impronta del rilevato

10. TRATTA DAL KM.11+300 AL KM.15+700

10.1 Premessa

In questa tratta l'autostrada in progetto, in variante rispetto al progetto definitivo 2011, si sviluppa in parallelo alla linea ferroviaria storica Pisa-Roma; la distanza minima tra i due rilevati, misurata da piede rilevato autostradale e piede rilevato ferroviario, risulta pari a circa 10 m. Le altezze del rilevato autostradale lungo tutta la tratta variano tra 1.0 e 2.5 m ca., con valori locali che arrivano a 3.0 m ca. a inizio tratta. L'altezza dei rilevati autostradali è dello stesso ordine di grandezza dell'altezza dei rilevati ferroviari.

10.2 Inquadramento geologico-geotecnico

La tratta in oggetto si sviluppa per una lunghezza pari a ~ 4 Km. Le quote del terreno naturale, misurate in asse rilevato autostradale di progetto, variano gradualmente da +1 a +7 m s.l.m. ca. fino alla progressiva ~ Km.13+000, rimangono costanti alla +7 m s.l.m. ca. tra le progressive ~ Km.13+000 e ~ Km.14+000. Per poi ridursi gradualmente fino a raggiungere la +3.0 m s.l.m. ca. a fine tratta.

Come riportato sui profili geotecnici (Doc.Rif.[2]), le indagini di riferimento sono le seguenti: 5b-SD28, 5b-SD29, 5/2-SD3bis, 5/2-SD3, 5b-SD31, 5/2-SD4/CH, 5/2-SD6, 5/2-SD6bis, 5/2-SD7, 5b-SD32, 5b-SD33 e 5/2-SD8. Nonostante l'estensione dell'area in oggetto, la successione stratigrafica si presenta abbastanza continua ed uniforme:

- da piano campagna e fino a profondità variabili tra 4.0 e 7.0 m ca. sono presenti depositi olocenici fluviali (H1b) costituiti principalmente da limi argillosi e limi con argilla. Tali depositi sono stati rinvenuti nella parte iniziale e finale della tratta in oggetto, tra le progressive Km.11+450 e Km.12+000 e tra le progressive Km.14+900 e Km.15+600 .
- Al di sotto dei depositi sopra descritti, o direttamente dal piano di campagna nelle tratte dove tali depositi non sono presenti, e fino a profondità variabili tra 7.0 e 9.0 m ca., sono presenti depositi olocenici marini (H1a2) costituiti prevalentemente da sabbie e sabbie limose.

- Sotto tale formazione, e fino a profondità variabili tra 12 m ca. (a fine tratta) e 24 m ca. (a inizio tratta), sono presenti depositi olocenici lagunari (H1a) costituiti da argille con limo o argille limose compressibili.
- Al di sotto, per spessori pari a 5÷7 m ca., sono presenti depositi olocenici di spiaggia (H2) costituiti da sabbie e/o sabbie limose.
- Sotto le sabbie si ritrovano depositi olocenici lagunari (H3a) costituiti da argille con limi o argille limose. Tale formazione è presente talvolta fino alle massime profondità investigate, oppure, quando le indagini raggiungono profondità superiori a 25÷30 m da p.c., viene interrotta dalla presenza di depositi pleistocenici marino-costieri (Qt2) costituiti da sabbie limose fino alle massime profondità investigate.

10.3 Stratigrafia e valori caratteristici dei parametri geotecnici

I sondaggi di riferimento per le stratigrafie considerate sono: 5b-SD28, per la sezione analizzata alla progressiva Km.11+600 e 5b-SD33 e 5/2-SD8 per la sezione analizzata alla progressiva Km.15+300. Le stratigrafie di calcolo assunte nelle verifiche sono riportate in Tabella 10.1 ed in Tabella 10.2.

Per le analisi agli elementi finiti, ai terreni di fondazione, a grana fine e a grana grossa, sono stati assegnati modelli costitutivi facenti parte della libreria del codice di calcolo Plaxis secondo quanto descritto nel paragrafo 4.2.

I valori dei parametri geotecnici di calcolo assunti per i terreni a grana grossa sono riportati nella Tabella 10.3, mentre quelli per i terreni a grana fine sono riportati nella Tabella 10.4. Il significato dei parametri presenti nelle tabelle sopra citate è spiegato nei paragrafi 4.1.2 e 4.2.1.

Per i nuovi rilevati autostradali e per i trattamenti colonnari sono stati adottati i parametri geotecnici definiti nel capitolo 5.

Tabella 10.1: Sez. Km.11+600 – Stratigrafia di calcolo

Profondità		Formazione
Da (m da p.c.)	a (m da p.c.)	
0.0	4.0	H1b
4.0	7.5	H1a2
7.5	23.0	H1a
23.0	28.0	H2
28.0	fine modello	H3a
falda a p.c.		

Tabella 10.2: Sez. Km.15+300 – Stratigrafia di calcolo

Profondità		Formazione
Da (m da p.c.)	a (m da p.c.)	
0.0	7.0	H1b
7.0	15.0	H1a
15.0	20.0	H2
20.0	fine modello	H3a
falda a p.c.		

Tabella 10.3: Parametri adottati per i terreni a grana grossa

Formazione	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	ψ' (°)	OCR (-)	E_{50}^{ref} (Mpa)	E_{edo}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	m (-)	ν (-)
H1a2	19	30	0	0	1	19	19	57	0.6	0.15
H2	18	31	0	0	1	19	19	58	0.6	0.15

Tabella 10.4: Parametri adottati per i terreni a grana fine

Formazione	γ (kN/m ³)	ϕ' (°)	c' (kPa)	c_u (kPa)	OCR (-)	e_0 (-)	c_c (-)	c_r (-)	c_a (%)	$k_v = k_h$ (m/s)
H1b	18	25	5	30	1.0	1.0	0.40	$0.2 \cdot c_c$	1.60	$1 \cdot 10^{-9}$
H1a	18	25	5	20 ⁽¹⁾ 30 ⁽²⁾	1.0	1.0	0.40 ⁽¹⁾ 0.30 ⁽²⁾	$0.2 \cdot c_c$	1.60 ⁽¹⁾ 1.20 ⁽²⁾	$1 \cdot 10^{-9}$
H3a	17	25	2	30	1.0	0.8	0.30 ⁽³⁾	$0.2 \cdot c_c$	0.50 ⁽³⁾	$1 \cdot 10^{-8}$

⁽¹⁾ valori assunti fino a 10 m da p.c.
⁽²⁾ valori assunti per profondità superiori a 10 m da p.c.
⁽³⁾ non sono disponibili prove edometriche in corrispondenza di tali formazioni, pertanto i valori di deformabilità riportati andranno verificati nell'ambito della campagna di indagine geognostica integrativa propedeutica alla progettazione esecutiva

10.4 Sintesi delle verifiche effettuate

Considerando la successione stratigrafica riportata al paragrafo 10.2 e le altezze dei rilevati autostradali in progetto, la tratta in oggetto può essere suddivisa nelle seguenti tre sottotratte:

- tra le progressive ~ Km.11+450 e ~ Km.12+100, i rilevati raggiungono un'altezza massima pari a 3.0 m ca. e la stratigrafia presenta lo stato di terreno compressibile (H1b) a partire da piano campagna. Per una sezione rappresentativa di questa tratta sono state eseguite le analisi di stabilità globale e la stima dei cedimenti;
- tra le progressive ~ Km.12+100 e Km.14+900, i rilevati in progetto hanno altezze medie pari a 1.0÷1.5 m ca. e la stratigrafia caratteristica mostra, a partire da piano campagna, la presenza di sabbie e/o sabbie limose (H1a2). Per questa sub-tratta, la geometria dei rilevati in progetto e la stratigrafia di riferimento non inducono a pensare a situazioni critiche per quanto riguarda stabilità globale e i cedimenti.
- tra le progressive ~ Km.14+900 e ~ Km.15+600, i rilevati raggiungono altezze massime pari a 2.0 m ca., mentre per quanto riguarda la stratigrafia

caratteristica, il materiale granulare presente a partire da piano campagna nella sub-tratta precedente, viene sostituito dal materiale H1b presente nella prima sub-tratta. Per una sezione rappresentativa di questa tratta sono state eseguite le analisi di stabilità globale e la stima dei cedimenti.

In accordo a quanto sopra, le analisi di stabilità e cedimento sono state effettuate sulle due sezioni seguenti:

1. Sezione al Km.11+600, $H_{RILEVATO\ STRADALE} = H_{RILEVATO\ FERROVIARIO} = 3.0m$
2. Sezione al Km.15+300, $H_{RILEVATO\ STRADALE} = H_{RILEVATO\ FERROVIARIO} = 2.0m$

Le analisi riportate nei paragrafi successivi sono state condotte secondo quanto riportato nel paragrafo 4.1.2 nel paragrafo 4.2.1, rispettivamente per quanto concerne le analisi di stabilità globale e la stima dei cedimenti.

In considerazione della vicinanza dei rilevati autostradali e ferroviari (10 m da piede rilevato autostradale a piede rilevato ferroviario) e dell'entità dei cedimenti stimati nei paragrafi successivi, al fine di contenere i risentimenti sui binari ferroviari è opportuno in questa fase progettuale prevedere rilevati alleggeriti e/o trattamenti colonnari sotto i rilevati autostradali. In sede di Progetto Esecutivo, a valle di un approfondimento di indagine geotecnica di sito e di laboratorio, sarà possibile rivedere le stime dei cedimenti e valutare in maniera più realistica sia i livelli trasversali che gli sghembi; in fatti, una valutazione dei livelli trasversali e sghembi risulterebbe ad oggi poco attendibile in relazione alle incertezze legate alla stratigrafia e parametri di deformabilità dei terreni, specifici per la tratta in oggetto.

10.5 Stati Limite Ultimi - Verifiche di stabilità globale

Le verifiche di stabilità globale sono state effettuate secondo i criteri di calcolo riportati nel paragrafo 4.1. I valori caratteristici dei parametri geotecnici dei materiali di rilevato e di eventuali interventi sui terreni di fondazione e sui rilevati stessi sono riportati nel capitolo 5, mentre quelli dei terreni naturali sono riportati nel paragrafo precedente.

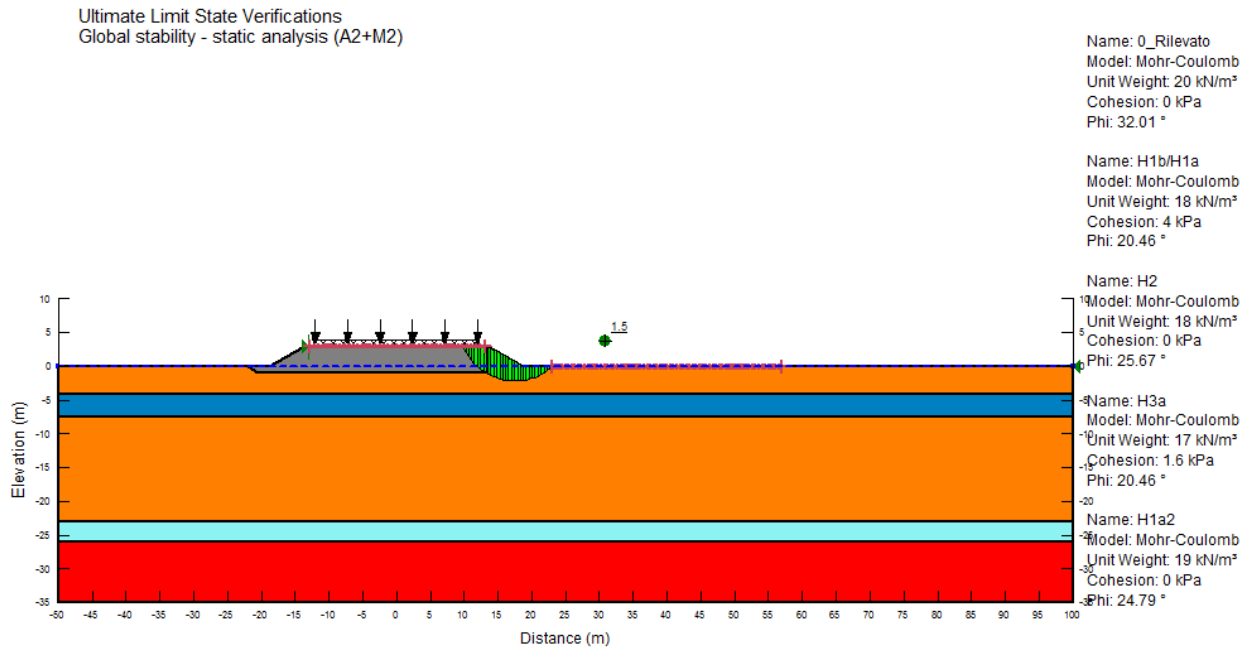
In Tabella 10.5 ed in Tabella 10.6 si riportano i risultati delle verifiche statiche e pseudostatiche in condizioni drenate e non drenate e vengono richiamate per ogni analisi le figure di riferimento. Le verifiche risultano tutte soddisfatte.

Tabella 10.5: Sez. Km.11+600
Risultati verifiche di stabilità globale

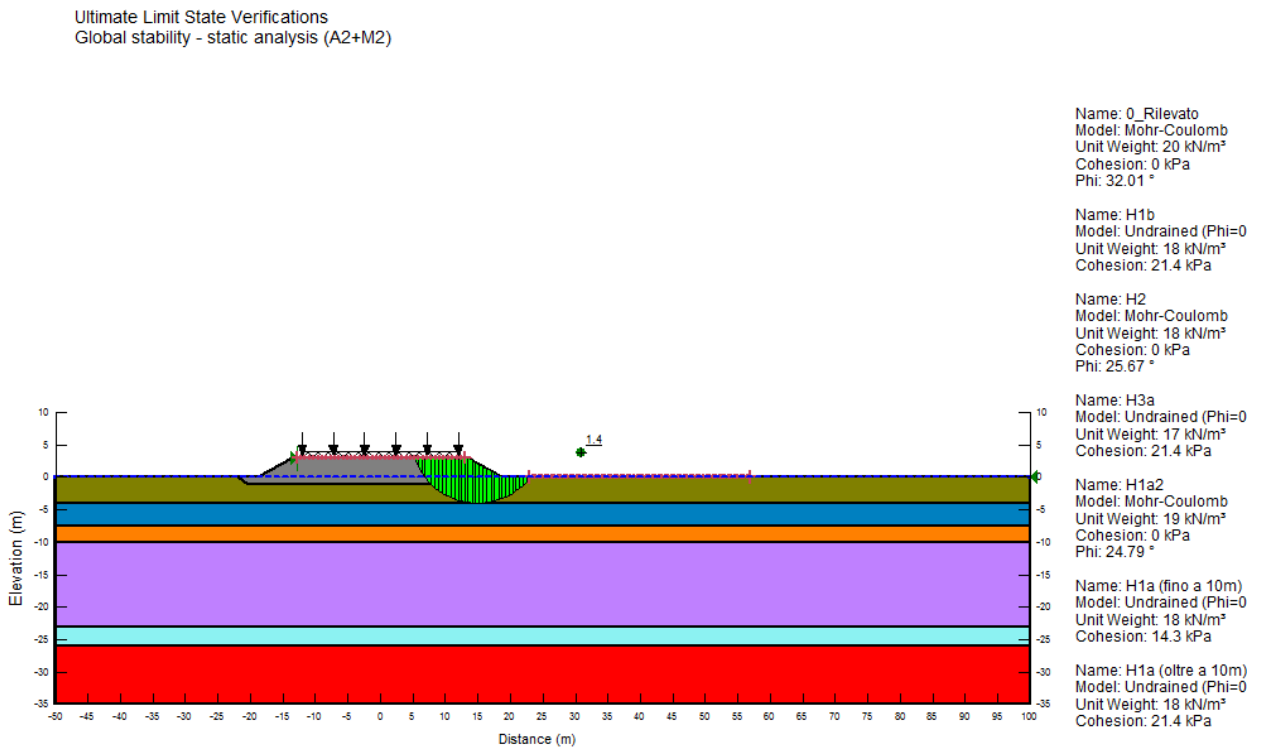
Tipo di analisi		H _{RILEVATO} =3 m	
		R _d	Figura di riferimento
Statica	drenata	1.5	Figura 10.1
	non drenata	1.4	Figura 10.2
Pseudostatica	drenata	1.4	Figura 10.3
	non drenata	1.2	Figura 10.4

Tabella 10.6: Sez. Km.15+300
Risultati verifiche di stabilità globale

Tipo di analisi		H _{RILEVATO} =2 m	
		R _d	Figura di riferimento
Statica	drenata	1.7	Tabella 10.5
	non drenata	1.4	Tabella 10.6
Pseudostatica	drenata	1.6	Tabella 10.7
	non drenata	1.3	Tabella 10.8



**Figura 10.1: Sez. Km.11+600, H_{RIL}=3m
Verifica statica drenata**



**Figura 10.2: Sez. Km.11+600, H_{RIL}=3m
Verifica statica non drenata**

Ultimate Limit State Verifications
 Global stability - pseudostatic analysis (seismic loads+M2)
 (kh=0.027; kv=+/-0.5*kh)

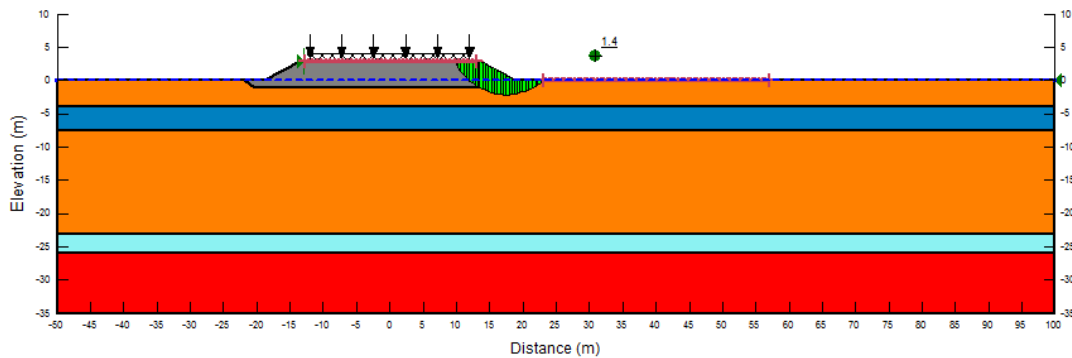
Name: 0_Rilevato
 Model: Mohr-Coulomb
 Unit Weight: 20 kN/m³
 Cohesion: 0 kPa
 Phi: 32.01 °

Name: H1b/H1a
 Model: Mohr-Coulomb
 Unit Weight: 18 kN/m³
 Cohesion: 4 kPa
 Phi: 20.46 °

Name: H2
 Model: Mohr-Coulomb
 Unit Weight: 18 kN/m³
 Cohesion: 0 kPa
 Phi: 25.67 °

Name: H3a
 Model: Mohr-Coulomb
 Unit Weight: 17 kN/m³
 Cohesion: 1.6 kPa
 Phi: 20.46 °

Name: H1a2
 Model: Mohr-Coulomb
 Unit Weight: 19 kN/m³
 Cohesion: 0 kPa
 Phi: 24.79 °



**Figura 10.3: Sez. Km.11+600, H_{RIL}=3m
 Verifica pseudostatica drenata**

Ultimate Limit State Verifications
 Global stability - pseudostatic analysis (seismic loads+M2)
 (kh=0.027; kv=+/-0.5*kh)

Name: 0_Rilevato
 Model: Mohr-Coulomb
 Unit Weight: 20 kN/m³
 Cohesion: 0 kPa
 Phi: 32.01 °

Name: H1b
 Model: Undrained (Phi=0)
 Unit Weight: 18 kN/m³
 Cohesion: 21.4 kPa

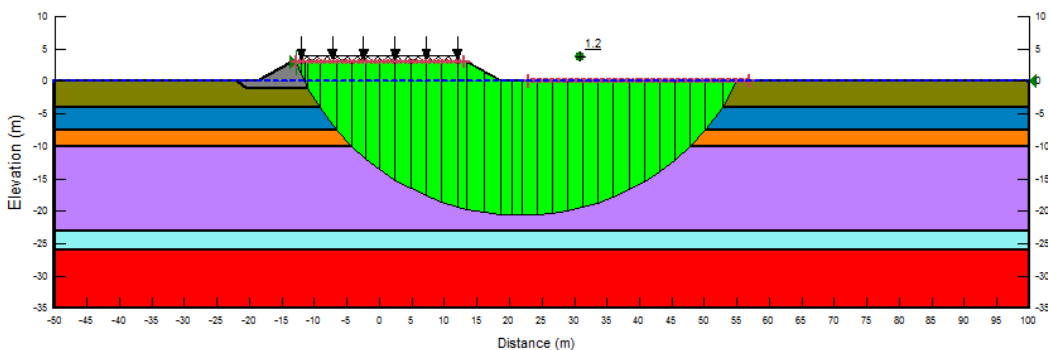
Name: H2
 Model: Mohr-Coulomb
 Unit Weight: 18 kN/m³
 Cohesion: 0 kPa
 Phi: 25.67 °

Name: H3a
 Model: Undrained (Phi=0)
 Unit Weight: 17 kN/m³
 Cohesion: 21.4 kPa

Name: H1a2
 Model: Mohr-Coulomb
 Unit Weight: 19 kN/m³
 Cohesion: 0 kPa
 Phi: 24.79 °

Name: H1a (fino a 10m)
 Model: Undrained (Phi=0)
 Unit Weight: 18 kN/m³
 Cohesion: 14.3 kPa

Name: H1a (oltre a 10m)
 Model: Undrained (Phi=0)
 Unit Weight: 18 kN/m³
 Cohesion: 21.4 kPa



**Figura 10.4: Sez. Km.11+600, H_{RIL}=3m
 Verifica pseudostatica non drenata**

Ultimate Limit State Verifications
Global stability - static analysis (A2+M2)

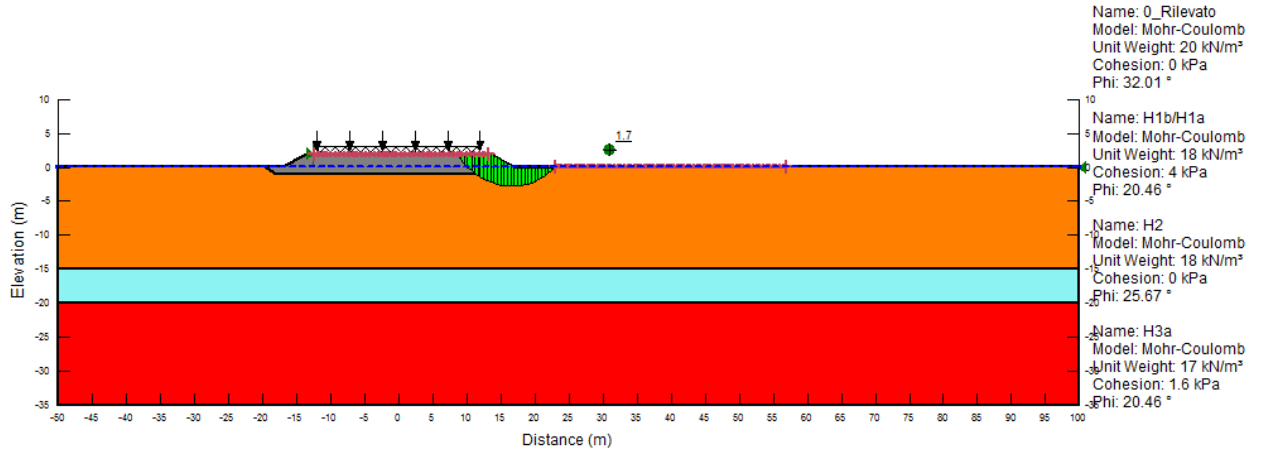


Figura 10.5: Sez. Km.15+300, H_{RIL}=2m
Verifica statica drenata

Ultimate Limit State Verifications
Global stability - static analysis (A2+M2)

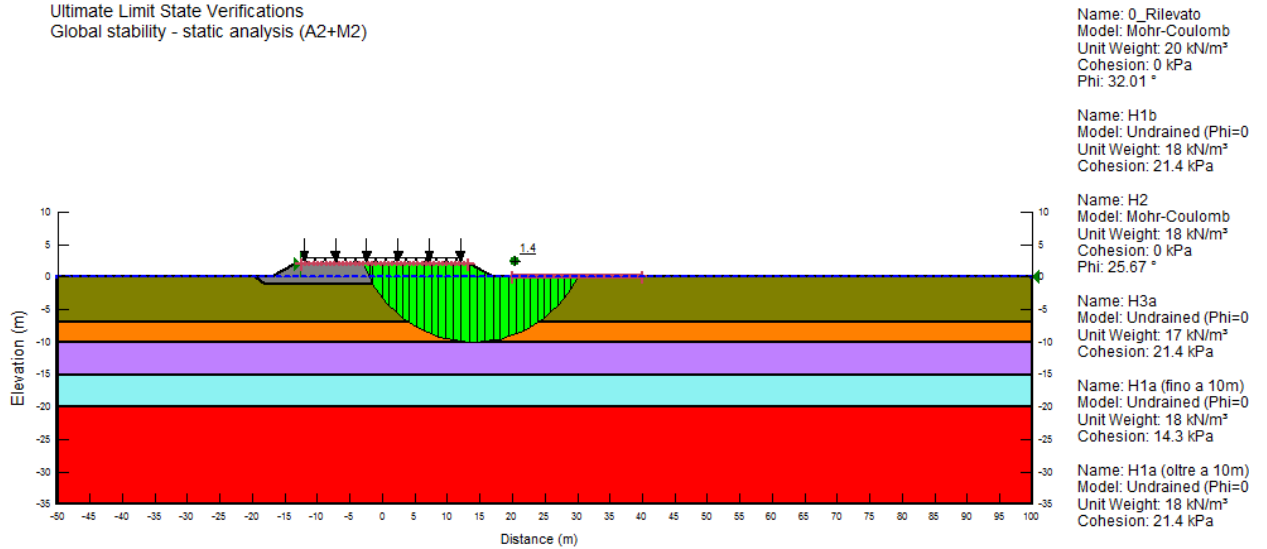


Figura 10.6: Sez. Sez. Km.15+300, H_{RIL}=2m
Verifica statica non drenata

Ultimate Limit State Verifications
 Global stability - pseudostatic analysis (seismic loads+M2)
 (kh=0.027; kv=+/-0.5*kh)

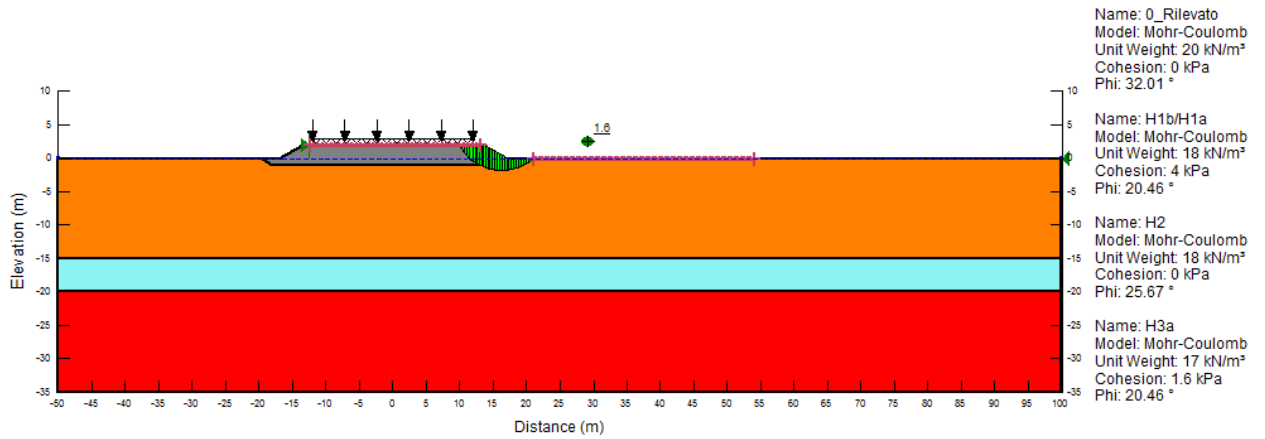


Figura 10.7: Sez. Km.15+300, H_{RIL}=2m
Verifica pseudostatica drenata

Ultimate Limit State Verifications
 Global stability - pseudostatic analysis (seismic loads+M2)
 (kh=0.027; kv=+/-0.5*kh)

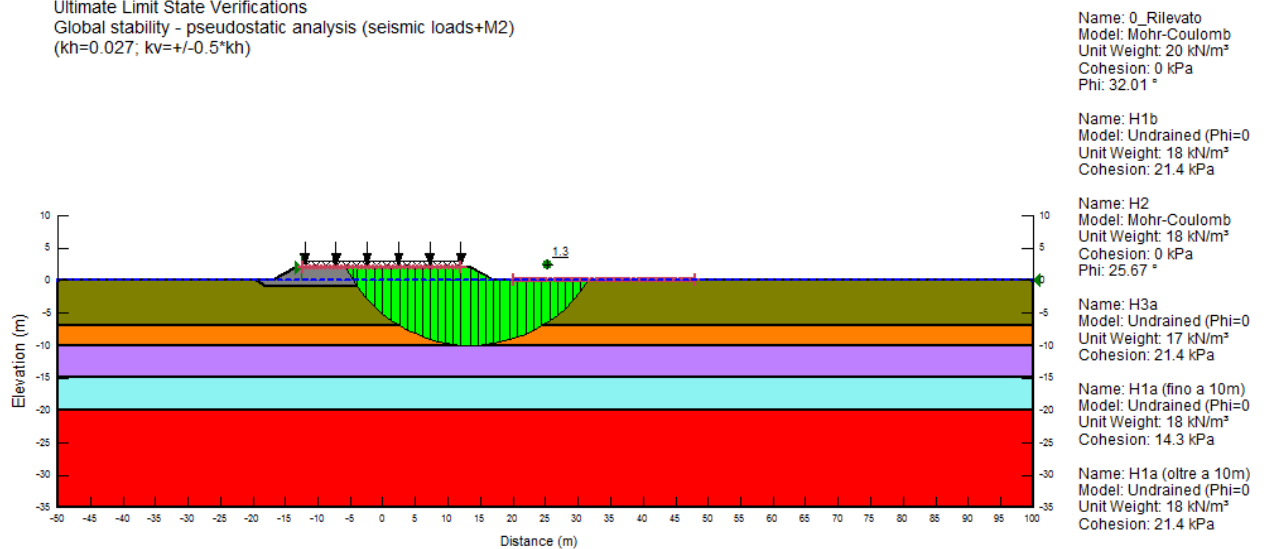


Figura 10.8: Sez. Km.15+300, H_{RIL}=2m
Verifica pseudostatica non drenata

10.6 Stati Limite di Esercizio - Stima dei cedimenti

Le stime dei cedimenti di seguito riportate sono state condotte allo scopo di stimare l'ordine di grandezza dei cedimenti indotti dai rilevati di nuova costruzione con l'obiettivo di valutare la necessità o meno di interventi di mitigazione dei cedimenti in termini di trattamenti colonnari e/o rilevati alleggeriti.

La stima dei cedimenti indotti dalla costruzione dei nuovi rilevati è stata condotta secondo le seguenti fasi di calcolo:

- Fase 1. Ricostruzione situazione geostatica iniziale in condizioni k_0 ;
- Fase 2. Costruzione del rilevato ferroviario
- Fase 3. Attesa di 126 anni (dal 1890 al 2016)
- Fase 4. Costruzione del rilevato autostradale:
(sezione al Km.11+600, $H_{RILEVATO} = 3$ m in ~ 60 giorni)
(sezione al Km.15+300, $H_{RILEVATO} = 2$ m in ~ 60 giorni)
- Fase 5. Attesa di 1 anno
- Fase 6. Attesa di 2 anno
- Fase 7. Attesa di 3 anni
- Fase 8. Attesa di 4 anni
- Fase 9. Attesa di 5 anni
- Fase 10. Attesa di 10 anni
- Fase 11. Attesa di 25 anni
- Fase 12. Attesa di 50 anni
- Fase 13. Attesa di 80 anni

Per la Sezione al km 11+600 sono stati analizzati i seguenti casi:

- Nessun intervento di mitigazione dei cedimenti
- Rilevato alleggerito ($\gamma_{rilevato} = 10$ kN/m³)
- Trattamenti colonnari sotto al rilevato tradizionale ($\gamma_{rilevato} = 20$ kN/m³)
- Trattamenti colonnari sotto al rilevato alleggerito ($\gamma_{rilevato} = 10$ kN/m³)
- Incremento dello spessore di bonifico sotto il rilevato stradale da 1.0 m a 2.0 m (con $\gamma_{rilevato} = 20$ kN/m³).

I trattamenti colonnari sono stati schematizzati nelle analisi come "elementi palo" elastici aventi le caratteristiche riportate nel capitolo 5 e lunghezza = 26 m (base a 27 m da p.c.).

Tale lunghezza è dovuta alla elevata profondità dello strato granulare (H2) nel quale i trattamenti colonnari devono immorsarsi per permettere un'efficiente riduzione dei cedimenti.

Per la Sezione al km 15+300 sono stati analizzati i seguenti casi:

- Nessun intervento di mitigazione dei cedimenti
- Rilevato alleggerito ($\gamma_{\text{rilevato}} = 10 \text{ kN/m}^3$)

Per tale sezione non sono stati considerati nelle analisi interventi di mitigazione dei cedimenti diversi dall'utilizzo del rilevato alleggerito in quanto, come mostrato dai risultati delle analisi sulla sezione alla progressiva Km.11+600, l'utilizzo del rilevato alleggerito risulta il metodo più efficace allo scopo di limitare i cedimenti. L'effetto dei trattamenti nella limitazione dei cedimenti può comunque essere stimato a partire dalle analisi sulla sezione precedente.

Nel caso di rilevato alleggerito, anche il bonifico è stato considerato costituito da materiale alleggerito.

In Tabella 10.1 ed Tabella 10.2 sono riportate le stratigrafie di calcolo assunte nelle analisi. Come si osserva dalle tabella, lo stato H3a è stato considerato fino a fine modello di calcolo (50 m da p.c.) tale assunzione risulta cautelativa in quanto tale formazione, come riportato al paragrafo 10.2, è presente talvolta fino alle massime profondità investigate, oppure quando le indagini raggiungono profondità superiori a 25÷30 m da p.c., viene interrotta dalla presenza di depositi risalenti al Pleistocene costituiti da sabbie limose (Qt2) fino alle massime profondità investigate.

In Figura 10.9 ed in Figura 10.10 sono riportate le geometrie di calcolo delle sezioni analizzate.

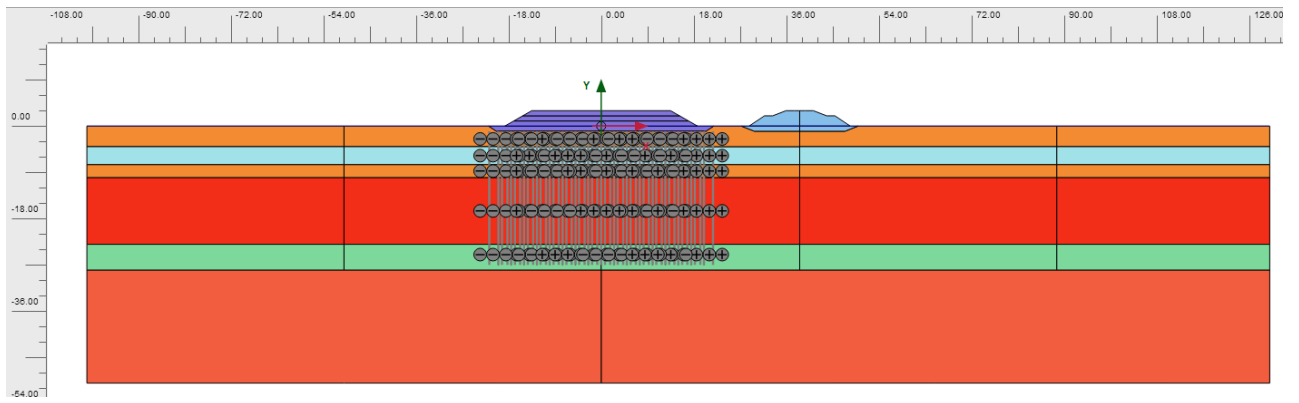


Figura 10.9: Sez. Km.11+600, $H_{RIL}=3m$ - Geometria analizzata con Plaxis

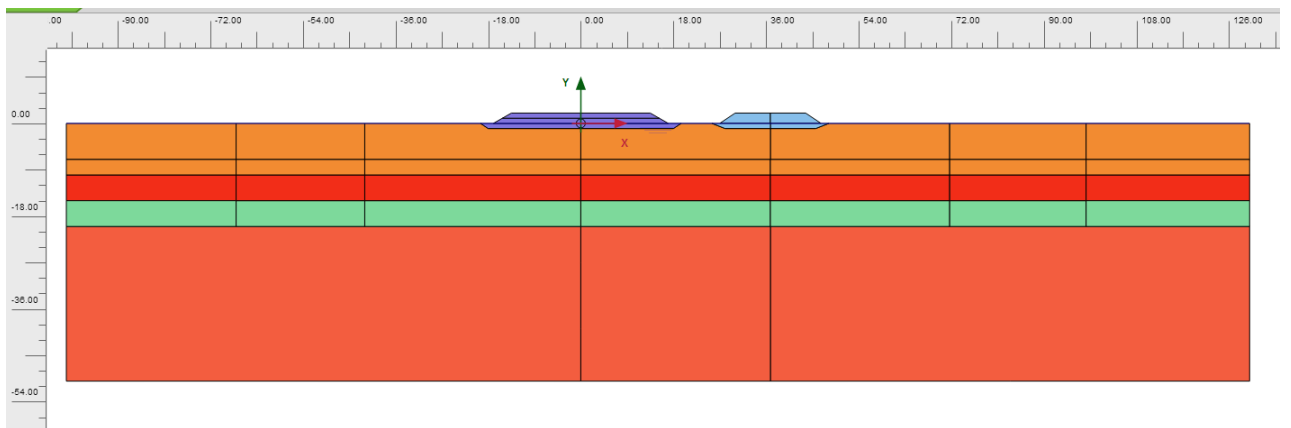


Figura 10.10: Sez. Km.15+300, $H_{RIL}=2m$ - Geometria analizzata con Plaxis

Risultati relativi alla sezione alla progressiva Km.11+600

I risultati in termini di cedimenti massimi cumulati a partire dalla costruzione rilevato stradale e misurati in asse al rilevato stesso sono riportati in Tabella 10.7.

In Figura 10.11, Figura 10.12, Figura 10.13, Figura 10.14 e Figura 10.15 è riportato l'andamento del cedimento con la profondità in asse rilevato autostradale per tutti i casi di calcolo elencati in Tabella 10.7. Tali figure mostrano il contributo dei cedimenti dei diversi strati.

In Figura 10.16, Figura 10.17, Figura 10.18, Figura 10.19 e Figura 10.20 sono riportate le campane dei cedimenti cumulati. Tali figure mostrano inoltre l'entità dei cedimenti indotti sotto i rilevati ferroviari. Tale misura è indicativa e soggetta alle incertezze dovute oltre che alla stratigrafia di calcolo, anche software utilizzato ed alla mesh di calcolo. Inoltre una verifica formale di compatibilità dei livelli trasversali e degli sghembi dei binari, seppur teoricamente possibile, risulta molto difficile in quanto non è possibile, nel contesto in esame, raggiungere una ragionevole confidenza sui valori di cedimento differenziali dell'ordine dei millimetri, così come sarebbe richiesto dalle verifiche suddette.

I risultati delle analisi mostrano quanto segue:

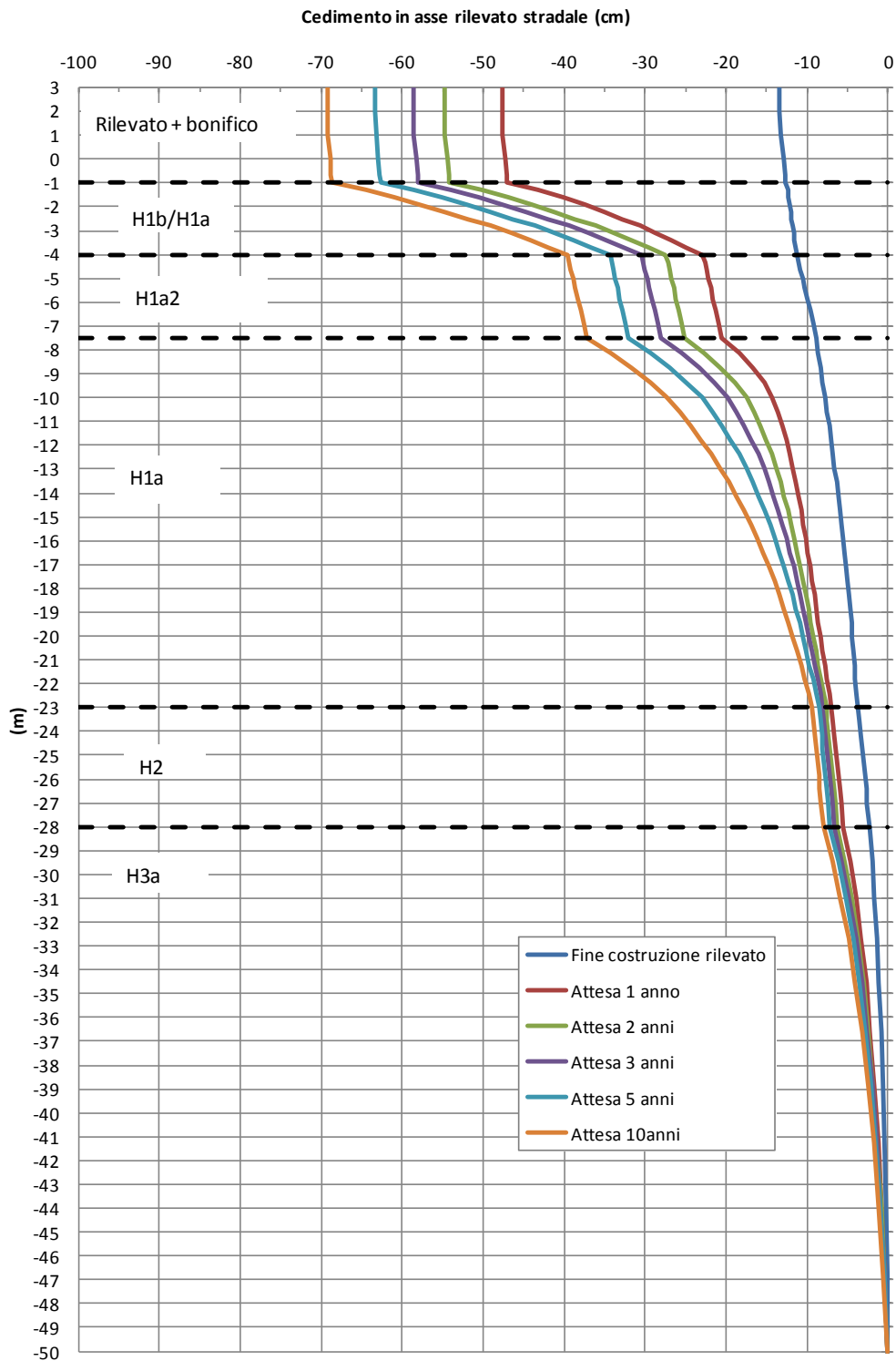
- I cedimenti stimati senza interventi di mitigazione risultano, sotto i rilevati autostradali nell'ordine dei 50 cm dopo un anno e 70 cm in 10 anni, tali cedimenti sono dovuti principalmente agli strati H1b e H1a. In 80 anni, 10 cm circa sono dovuti allo strato profondo H3a, assunto fino a fine modello. Tale assunzione potrebbe non essere realistica e risultare quindi eccessivamente cautelativa, quindi da rivalutare in sede di Progetto Esecutivo. L'entità dei cedimenti ha reso necessario il calcolo degli stessi ipotizzando diversi interventi di mitigazione in modo da stabilire quale fosse il più efficace in termini di costi e benefici.
- Il solo utilizzo del rilevato alleggerito permette una riduzione dei cedimenti dell'ordine del 65÷69% rispetto a quelli stimati con l'utilizzo del rilevato tradizionale.

- La sola esecuzione dei trattamenti al di sotto del rilevato non alleggerito permette una riduzione dei cedimenti dell'ordine del 30÷40%.
- I trattamenti colonnari sono estesi fino ad una profondità di 4 m ca. all'interno della formazione H2. La riduzione di cedimento sopra stimata non risulta molto efficiente in termini di costi-benefici.
- L'utilizzo contestuale del rilevato alleggerito e dei trattamenti colonnari permette una riduzione dei cedimenti dell'ordine dell'80%.
- Considerato l'andamento dei cedimento con la profondità è stata valutata la possibilità di aumentare lo scavo di bonifico da 1.0 m da p.c. fino a 2.0 m da p.c. Considerando il caso con rilevato tradizionale, tale intervento riduce il cedimento dell'ordine del 13÷17%.

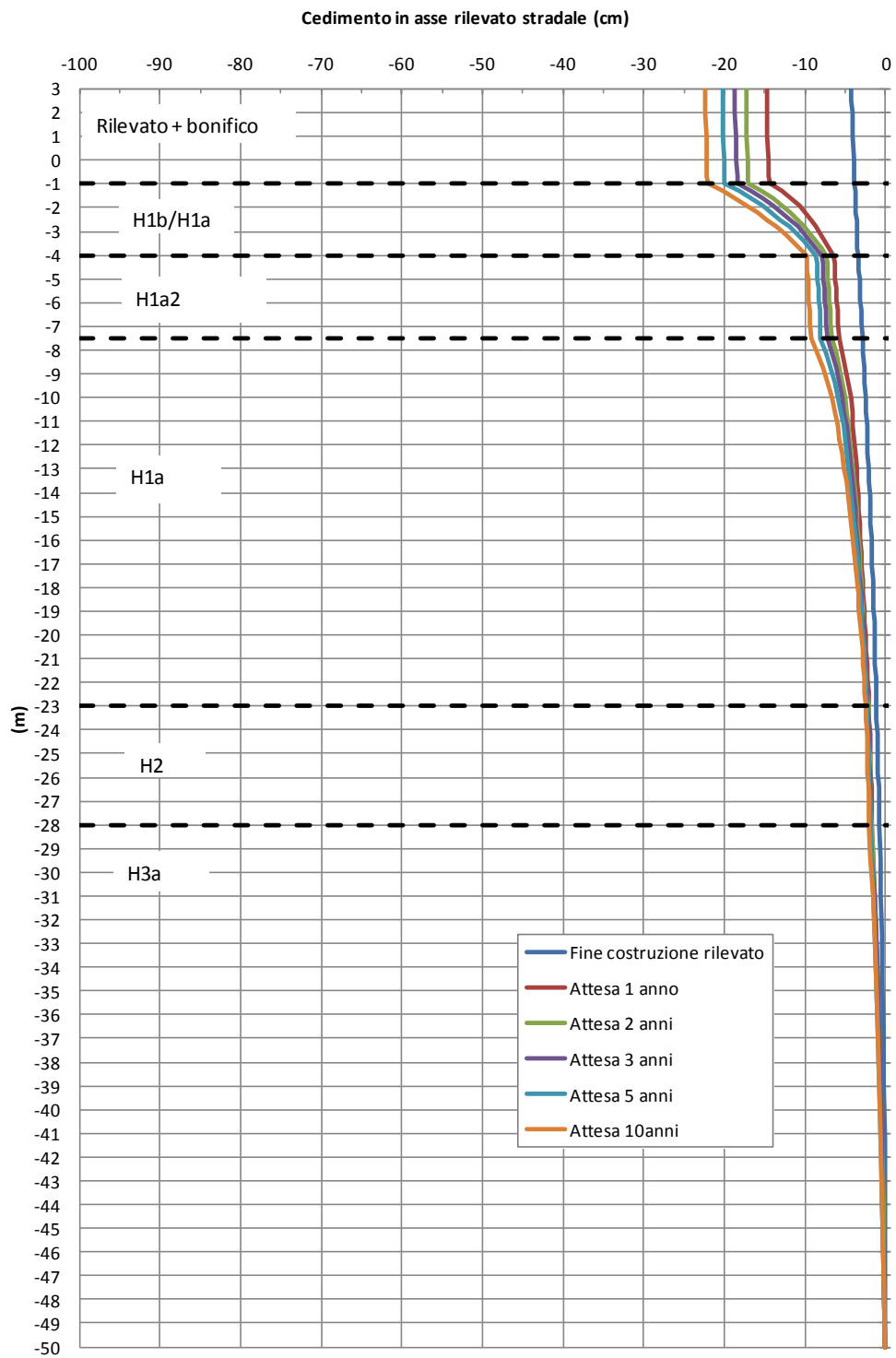
Come si evince dai risultati delle analisi, l'intervento di mitigazione più efficiente in termini di costi benefici risulta essere l'utilizzo di rilevati costituiti da materiale alleggerito. Nuove analisi potrebbero essere condotte accoppiando tale intervento di mitigazione ad un aumento dello spessore di bonifico da 1.0 m a 2.0 m se la riduzione dei cedimenti dovuta al solo utilizzo di rilevati alleggeriti non fosse sufficiente.

**Tabella 10.7: Sez. Km.11+600, $H_{RIL}=3m$
Cedimento massimo in asse rilevato autostradale**

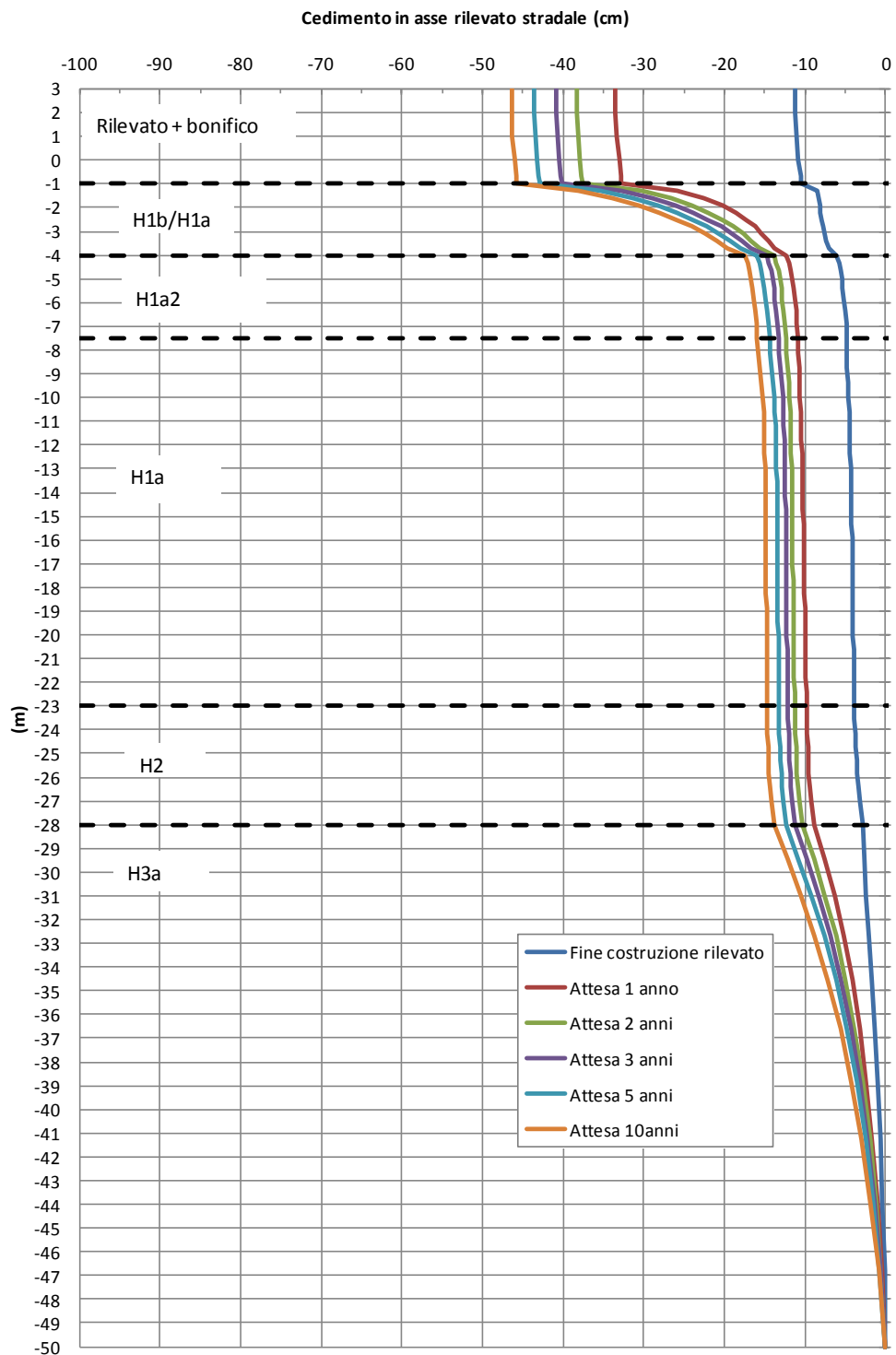
Analisi	S 1 anno (cm)	S 2 anni (cm)	S 5 anni (cm)	S 10 anni (cm)	S 50 anni (cm)	S 80 anni (cm)	Figura di riferimento
Rilevato $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$	47	54	63	70	80	88	Figura 10.16
Rilevato $\gamma=10 \text{ kN/m}^3$	15	17	20	22	28	29	Figura 10.17
Rilevato $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$ + Trattamenti colonnari	33	38	42	46	51	52	Figura 10.18
Rilevato $\gamma=10 \text{ kN/m}^3$ + Trattamenti colonnari	10	11	13	15	17	18	Figura 10.19
Rilevato $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$ e bonifico di spessore 2 m	40	45	53	60	70	73	Figura 10.20
<p>$S_{x \text{ anni}}$ = cedimento massimo misurato in asse al rilevato autostradale, cumulato dall'inizio della costruzione del rilevato fino ad x anni.</p>							



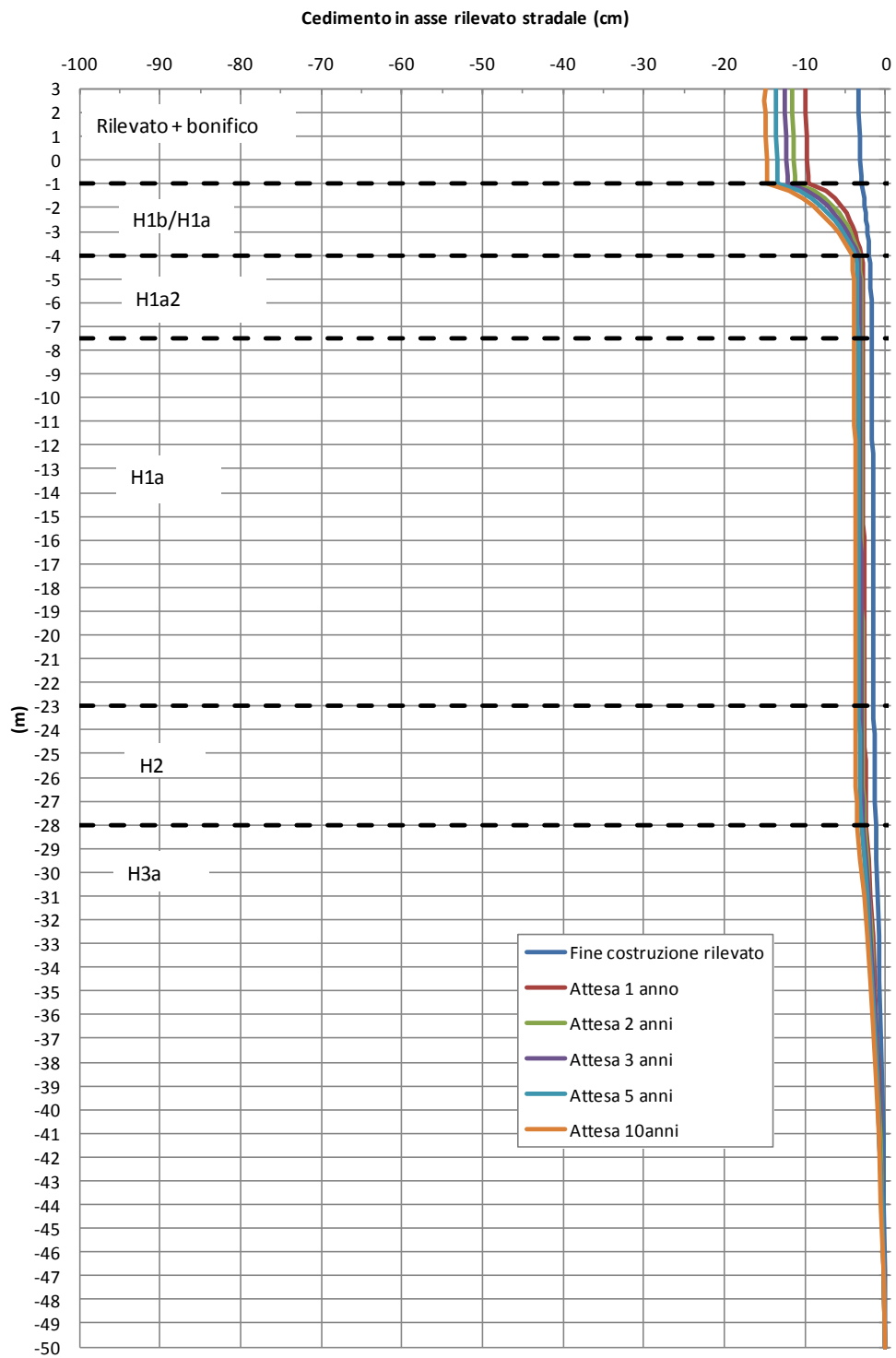
**Figura 10.11: Sez. Km.11+600, $H_{RIL}=3m$
Rilevato tradizionale - Cedimenti vs profondità in asse rilevato**



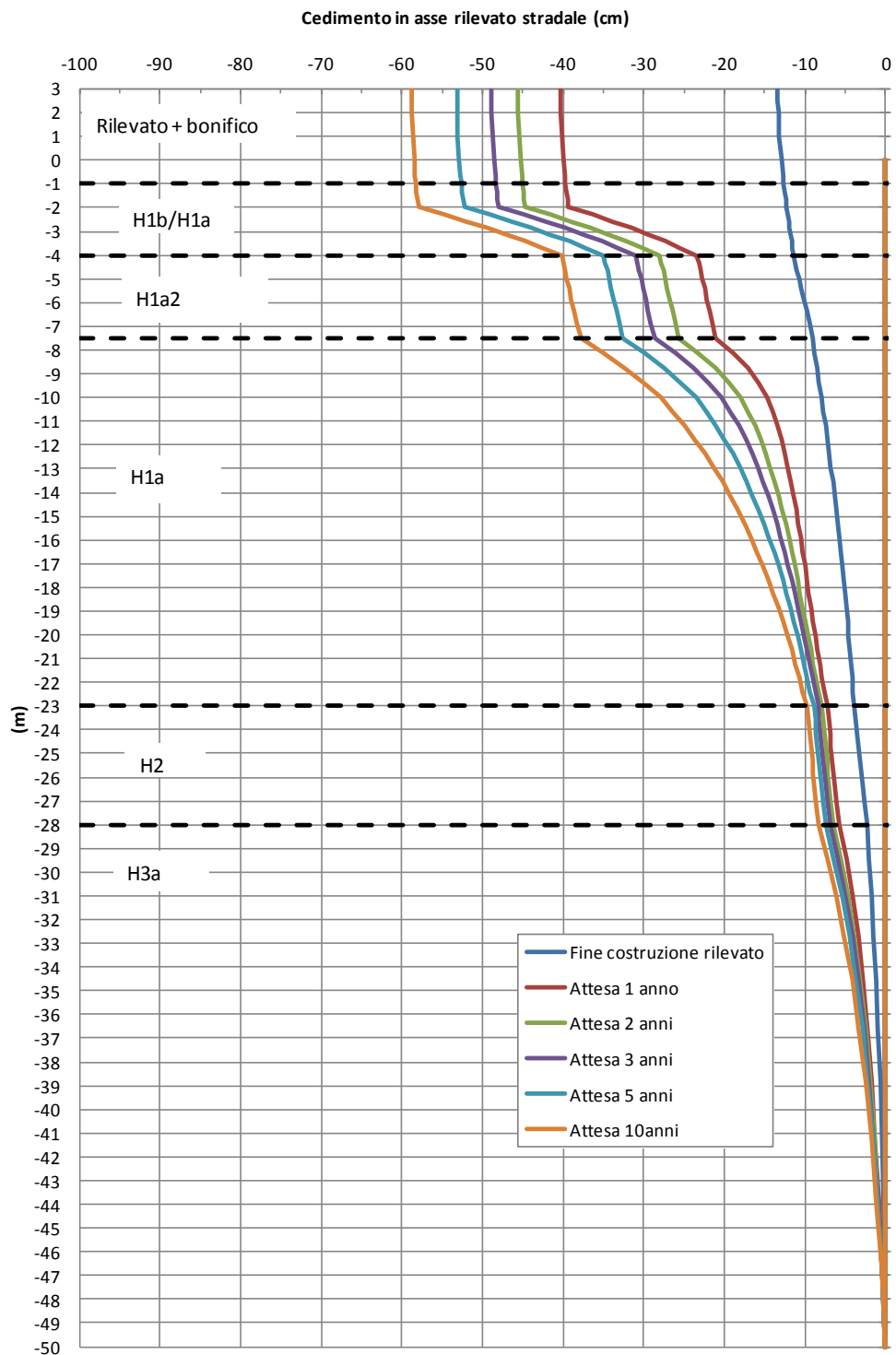
**Figura 10.12: Sez. Km.11+600, $H_{RIL}=3m$
Rilevato alleggerito - Cedimenti vs profondità in asse rilevato**



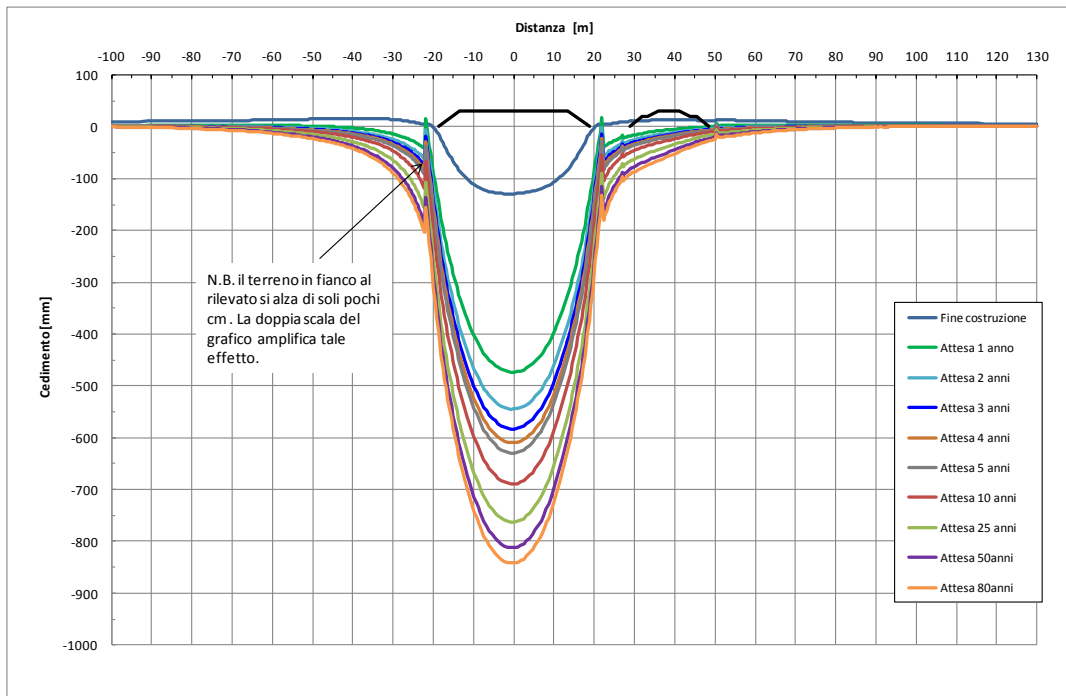
**Figura 10.13: Sez. Km.11+600, $H_{RIL}=3m$
Rilevato tradizionale e trattamenti colonnari - Cedimenti vs profondità in asse rilevato**



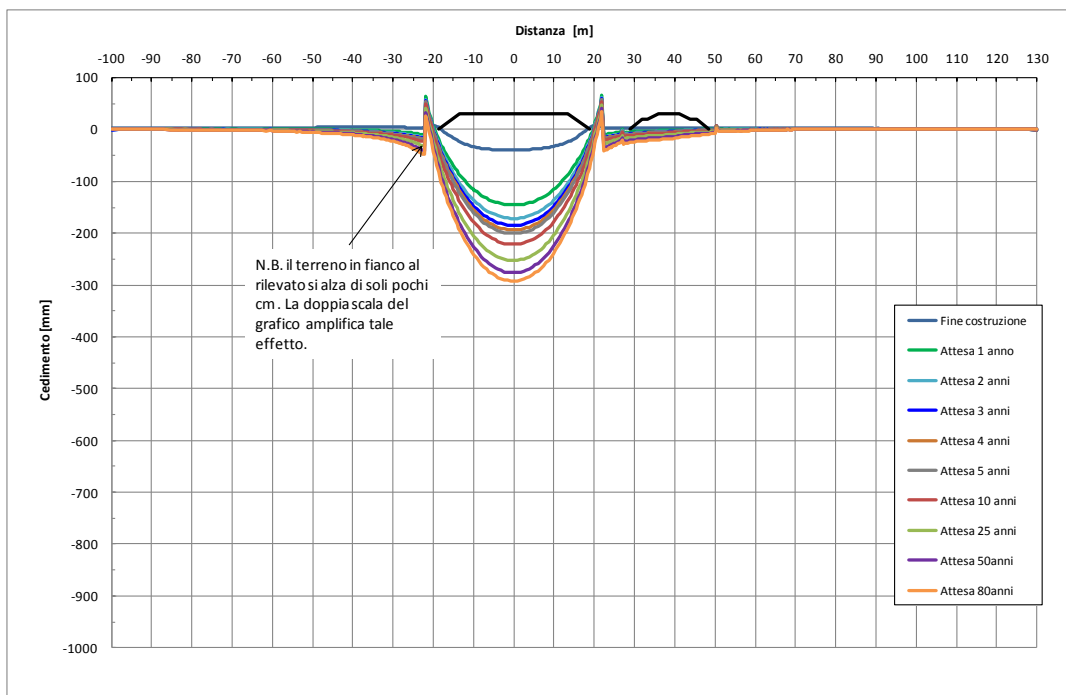
**Figura 10.14: Sez. Km.11+600, $H_{RIL}=3m$
Rilevato alleggerito e trattamenti colonnari - Cedimenti vs profondità in asse rilevato**



**Figura 10.15: Sez. Km.11+600, $H_{RIL}=3m$
Rilevato tradizionale e bonifico di 2.0 m - Cedimenti vs profondità in asse rilevato**



**Figura 10.16: Sez. Km.11+600, $H_{RIL}=3m$ – Rilevato tradizionale
Cedimenti sotto l'impronta del rilevato**



**Figura 10.17: Sez. Km.11+600, $H_{RIL}=3m$
Rilevato alleggerito - Cedimenti sotto l'impronta del rilevato**

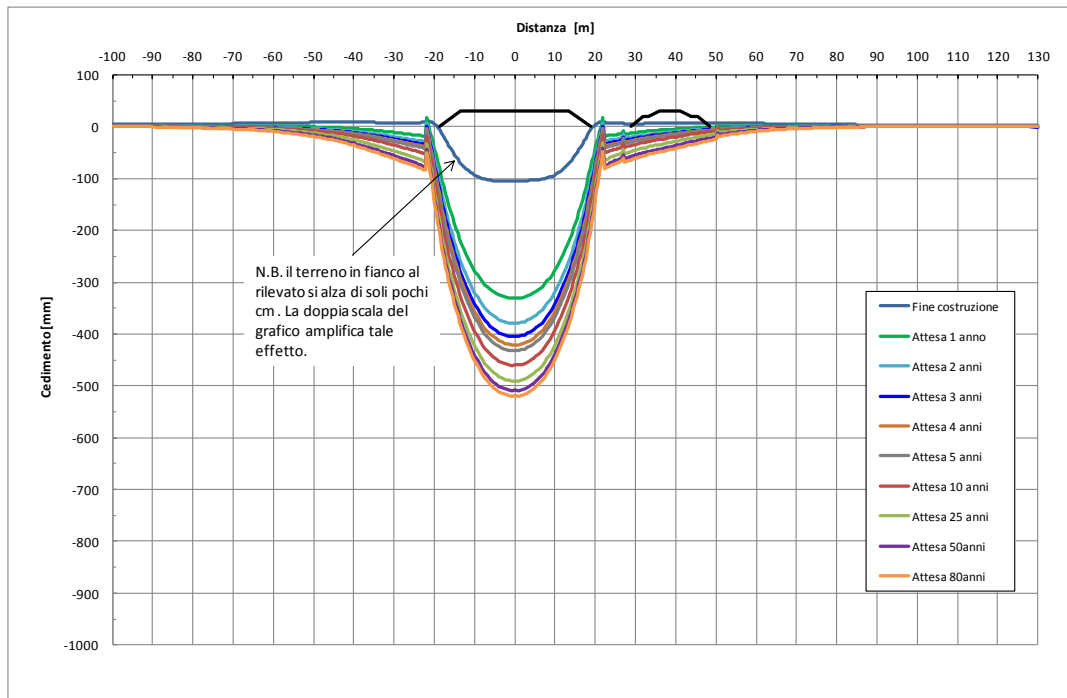


Figura 10.18: Sez. Km.11+600, $H_{RIL}=3m$
Rilevato tradizionale e trattamenti colonnari - Cedimenti sotto l'impronta del rilevato

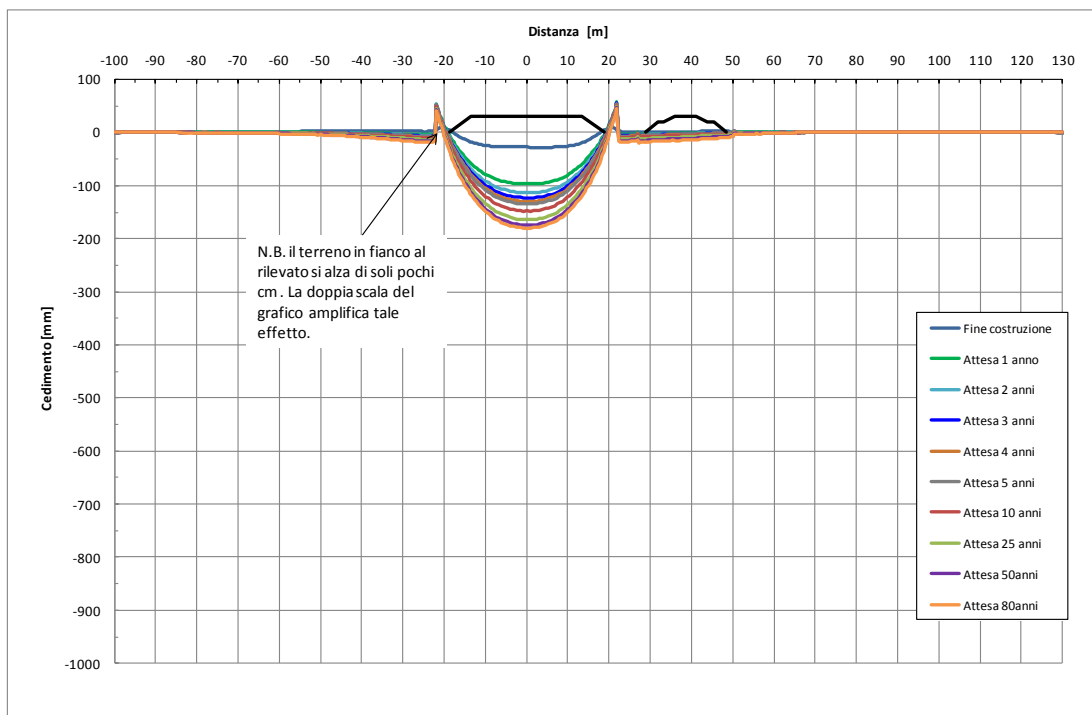
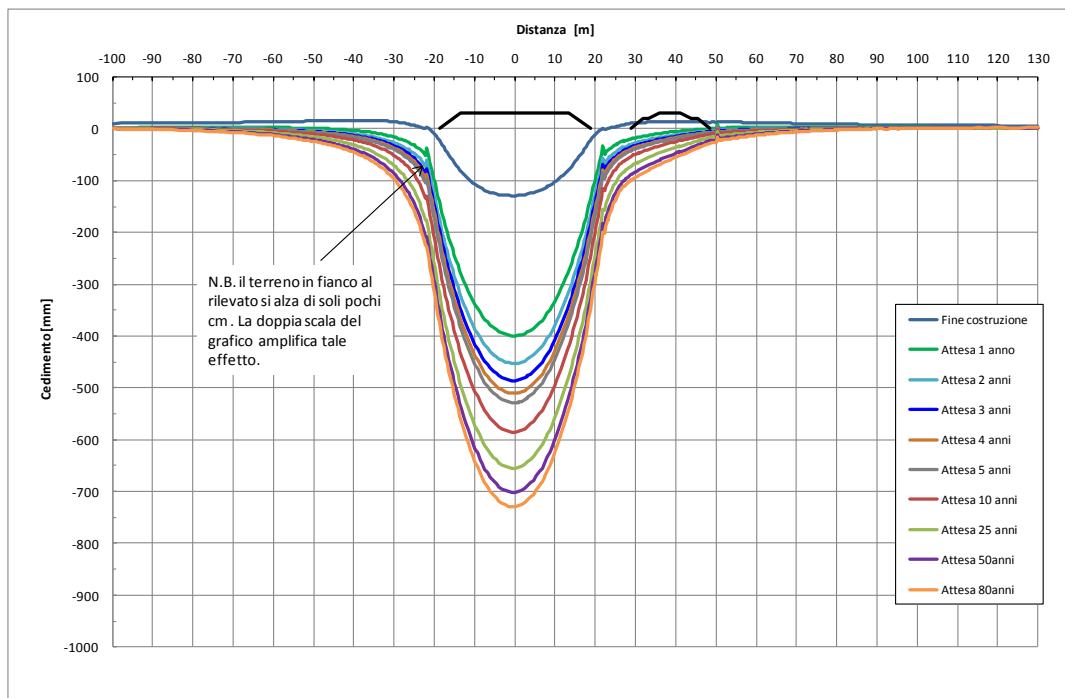


Figura 10.19: Sez. Km.11+600, $H_{RIL}=3m$
Rilevato alleggerito e trattamenti colonnari - Cedimenti sotto l'impronta del rilevato



**Figura 10.20: Sez. Km.11+600, $H_{RIL}=3m$
Rilevato tradizionale e bonifico $s=2.0m$ - Cedimenti sotto l'impronta del rilevato**

Risultati relativi alla sezione alla progressiva Km.15+300

I risultati in termini di cedimenti massimi cumulati a partire dalla costruzione rilevato stradale e misurati in asse al rilevato stesso sono riportati in Tabella 10.8.

In Figura 10.21 e Figura 10.22 è riportato l'andamento del cedimento con la profondità in asse rilevato autostradale per il calcolo con il rilevato tradizionale e per il calcolo con il rilevato alleggerito. Tali figure mostrano il contributo dei cedimenti dei diversi strati.

I risultati delle analisi mostrano che i cedimenti stimati senza interventi di mitigazione risultano, sotto i rilevati autostradali nell'ordine dei 25 cm ca. dopo un anno e 53 cm ca. in 10 anni. Tali cedimenti sono dovuti principalmente agli strati H1b e H1a. In 80 anni, 10 cm circa sono dovuti allo strato profondo H3a, assunto fino a fine modello. Tale assunzione, come già detto per la precedente sezione analizzata, potrebbe risultare non realistica e quindi meritevole di rivalutazione in sede di Progetto Esecutivo. Data la vicinanza al rilevato ferroviario sono stati stimati i cedimenti

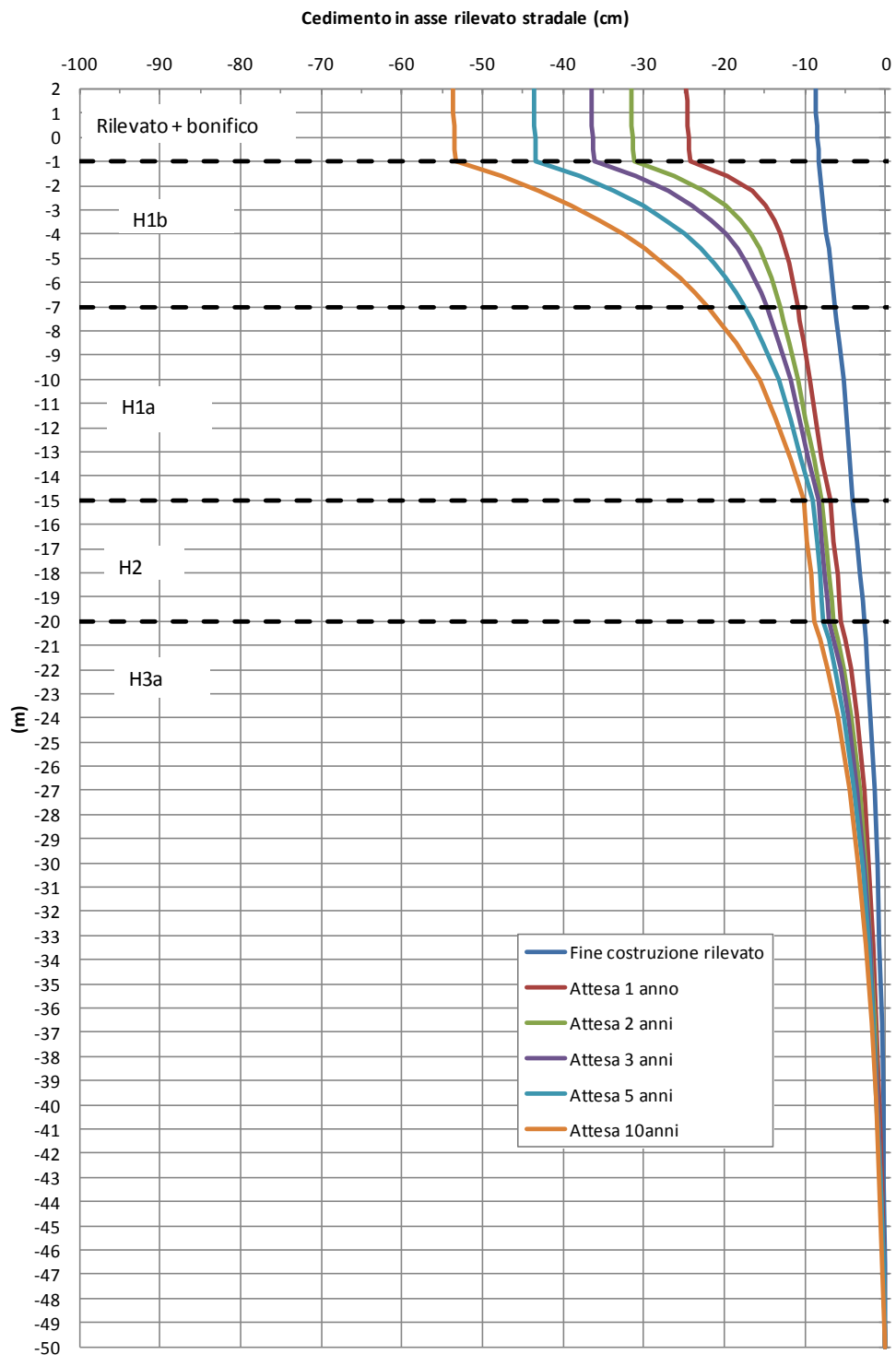
ipotizzando di utilizzare il rilevato alleggerito. Tale intervento di mitigazione permette una riduzione dei cedimenti dell'ordine del 73÷77% rispetto a quelli stimati con l'utilizzo del rilevato tradizionale.

Vista l'entità dei cedimenti stimati e l'altezza dei rilevati, in sede di Progetto Esecutivo occorrerà valutare un incremento dello spessore di bonifico da 1.0 m a 2.0 m al fine di ridurre ulteriormente i cedimenti.

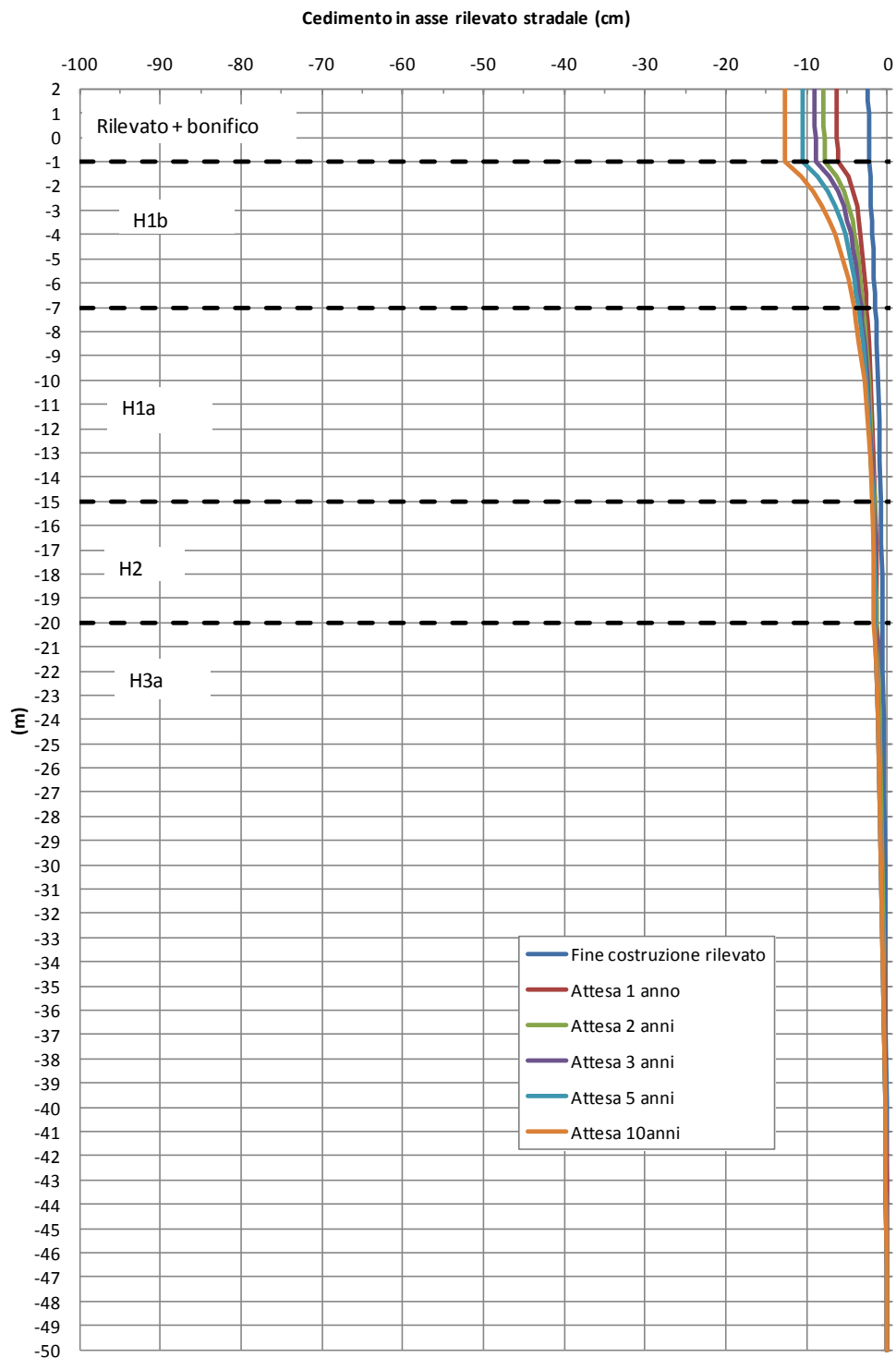
**Tabella 10.8: Sez. Km.15+300, $H_{RIL}=2m$
Cedimento massimo in asse rilevato autostradale**

Analisi	S 1 anno (cm)	S 2 anni (cm)	S 5 anni (cm)	S 10 anni (cm)	S 50 anni (cm)	S 80 anni (cm)	Figura di riferimento
Rilevato $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$	24	32	43	53	70	74	Figura 10.16
Rilevato $\gamma=10 \text{ kN/m}^3$	6	8	10	13	18	20	Figura 10.24

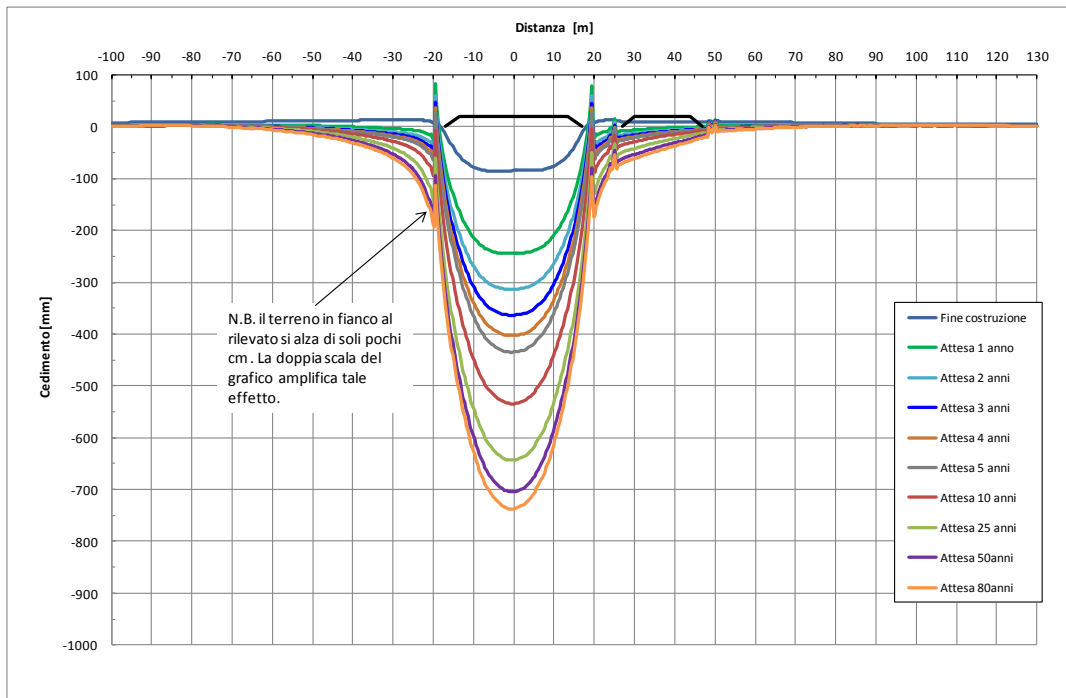
$S_{x \text{ anni}}$ = cedimento massimo misurato in asse al rilevato autostradale, cumulato dall'inizio della costruzione del rilevato fino ad x anni.



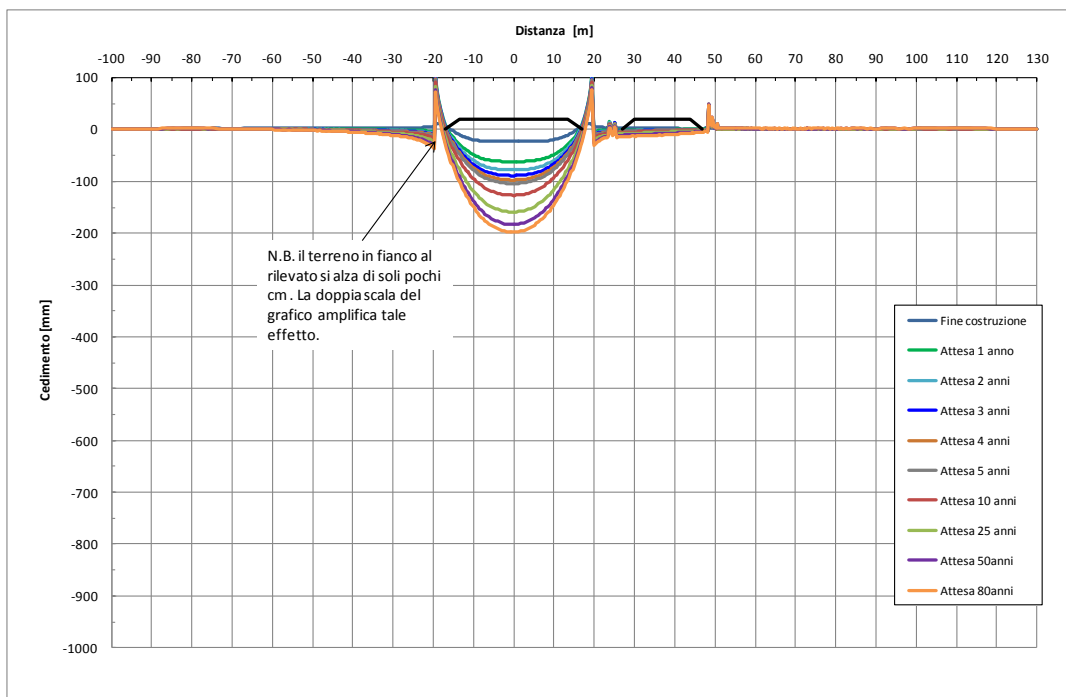
**Figura 10.21: Sez. Km.15+300, $H_{RIL}=2m$
Rilevato tradizionale - Cedimenti vs profondità in asse rilevato**



**Figura 10.22: Sez. Km.15+300, $H_{RIL}=2m$
Rilevato alleggerito - Cedimenti vs profondità in asse rilevato**



**Figura 10.23: Sez. Km.15+300, $H_{RIL}=2m$
Rilevato tradizionale - Cedimenti sotto l'impronta del rilevato**



**Figura 10.24: Sez. Km.15+300, $H_{RIL}=2m$
Rilevato alleggerito - Cedimenti sotto l'impronta del rilevato**

11. CONCLUSIONI E RACCOMANDAZIONI

In questo documento sono stati analizzati gli aspetti geotecnici legati alla costruzione dei nuovi rilevati autostradali nell'ambito del Progetto Definitivo per la realizzazione del tratto autostradale dell'autostrada A12 "Rosignano-Civitavecchia" denominato Lotto 5b. In particolare, sono state presentate le verifiche di stabilità e i risultati del calcolo dei cedimenti a cui saranno soggetti i nuovi rilevati autostradali o che saranno da essi indotti sulle opere presenti nelle vicinanze. Gli aspetti attinenti alla preparazione dei piani di posa dei rilevati sono invece trattati nella Relazione geotecnica di lotto (Doc.Rif.[1]), a cui si rimanda per i relativi dettagli. Nel rispetto di quanto sopra questo documento è da intendersi parte integrante della Relazione geotecnica di lotto.

Le problematiche di stabilità dei rilevati in condizioni non drenate ed in particolar modo dei cedimenti indotti dalla realizzazione dei rilevati autostradali assumono un ruolo molto rilevante lungo il Lotto in oggetto, in considerazione:

- della notevole altezza che i rilevati raggiungono in alcuni tratti
- delle proprietà geotecniche particolarmente scadenti dei terreni di fondazione, soprattutto nella piana alluvionale compresa tra il Torrente Osa ed il Fiume Albegna
- dell'affiancamento dell'autostrada alla linea ferroviaria storica Pisa-Roma.

In relazione agli spessori dei materiali a grana fine più compressibili, principalmente di età olocenica e di natura lagunare e palustre, si è potuto riscontrare che i rilevati alleggeriti risultano piuttosto efficaci nel ridurre i cedimenti mentre i normali trattamenti colonnari, assunti di lunghezze variabili da 12 a 20-25 m, possono risultare non sufficienti a ridurre i cedimenti attesi entro limiti ritenuti accettabili; quanto sopra in relazione al fatto che al di sotto della base del terreno trattato con elementi colonnari sono spesso ancora presenti terreni compressibili in grado di dare un contributo importante al cedimento totale.

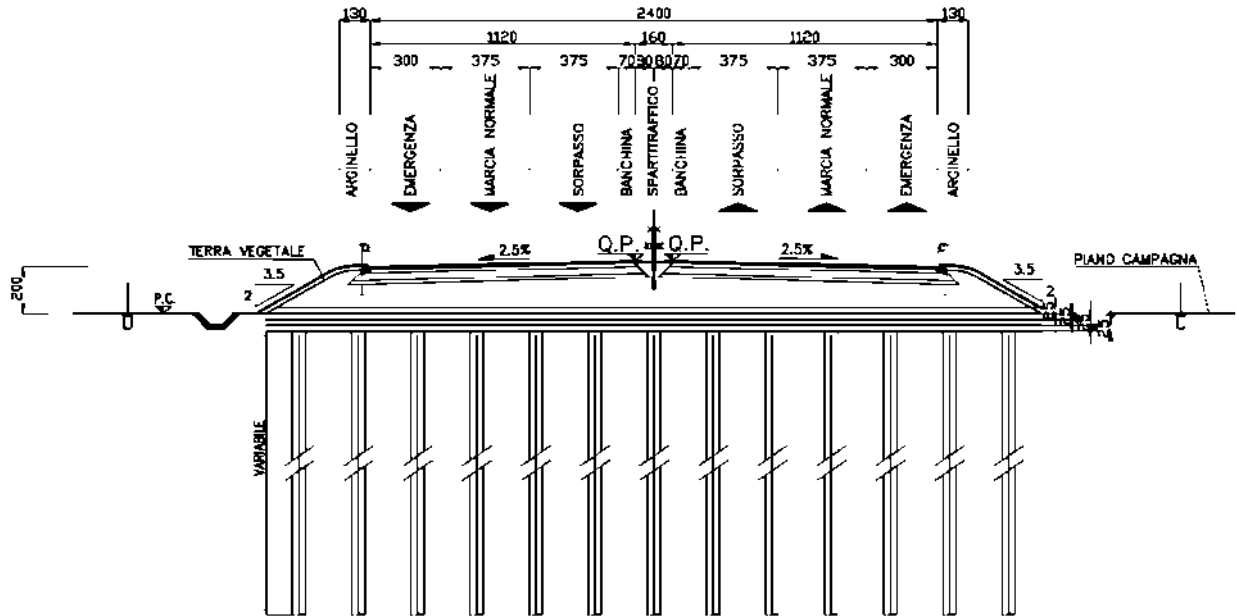
In sede di Progetto Esecutivo, tenendo conto dei risultati della campagna di indagine geognostica integrativa (vedi più avanti), occorrerà rivalutare

attentamente l'estensione e lunghezze dei trattamenti colonnari e dove ricorrere a rilevati alleggeriti in loro sostituzione; come alternativa al ricorso dei rilevati alleggeriti si dovrà prevedere un allungamento degli attuali viadotti sul Torrente Osa e sul Fiume Albegna, riducendo ulteriormente l'attuale altezza dei rilevati di approccio. Nei rimanenti tratti dove sono presenti rilevati alti su terreni compressibili, e dove non sono presenti opere d'arte, si dovrà valutare in sede di Progetto Esecutivo in maniera più precisa l'andamento dei cedimenti nel tempo al fine di verificarne la compatibilità con i requisiti prestazionali richiesti alla sede autostradale.

La descrizione delle modalità di realizzazione dei trattamenti colonnari è riportata nella tavola Doc.Rif.[3], a cui si rimanda per tutti i dettagli in merito; nella Figura 11.1, Figura 11.2, Figura 11.3, Figura 11.4 e Figura 11.5 si riportano alcuni stralci della tavola sopra richiamata:

- nella Figura 11.1 e Figura 11.2 e si riporta lo schema tipologico dei trattamenti colonnari per due altezze significative di rilevato; la Figura 11.1 si riferisce ad un rilevato di altezza pari a 2 m, altezza minima per la quale sono previsti trattamenti colonnari, mentre la Figura 11.2 si riferisce ad un rilevato di altezza pari a 6 m ca.. Le lunghezze delle colonne riportate nelle figure sono puramente indicative. Considerata l'altezza dei rilevati, è previsto che sopra la testa pali siano disposti dei cappellotti ripartitori dei carichi (soluzione 1) oppure siano stesi strati di terreno proveniente dagli scavi trattati a calce (soluzione 2).
- Nella Figura 11.3 si riporta un particolare del trattamento colonnare con evidenziata anche la stratigrafia del materasso di ripartizione, valido per la soluzione 1.
- Nella Figura 11.4 viene ulteriormente dettagliata la stratigrafia del materasso ripartitore e del cappellotto alla sommità del palo, sempre validi nell'ipotesi di soluzione 1. Il cappellotto alla sommità dei pali potrà essere sia prefabbricato che gettato in opera.
- Nella Figura 11.5 si riporta un particolare del trattamento colonnare con evidenziata anche la stratigrafia del materasso di ripartizione, valido per la soluzione 2.

Sezione



P'anta

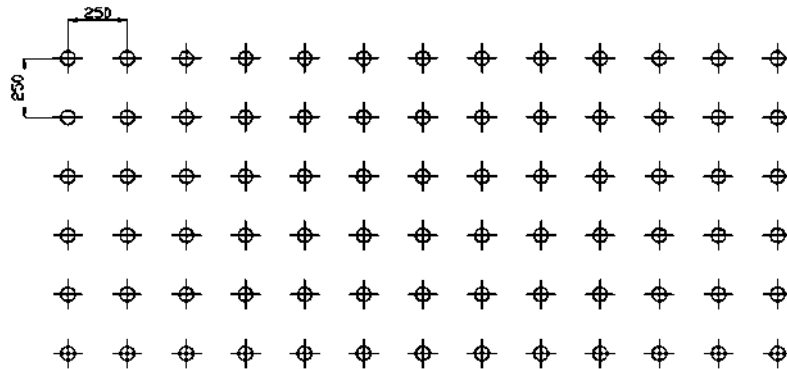
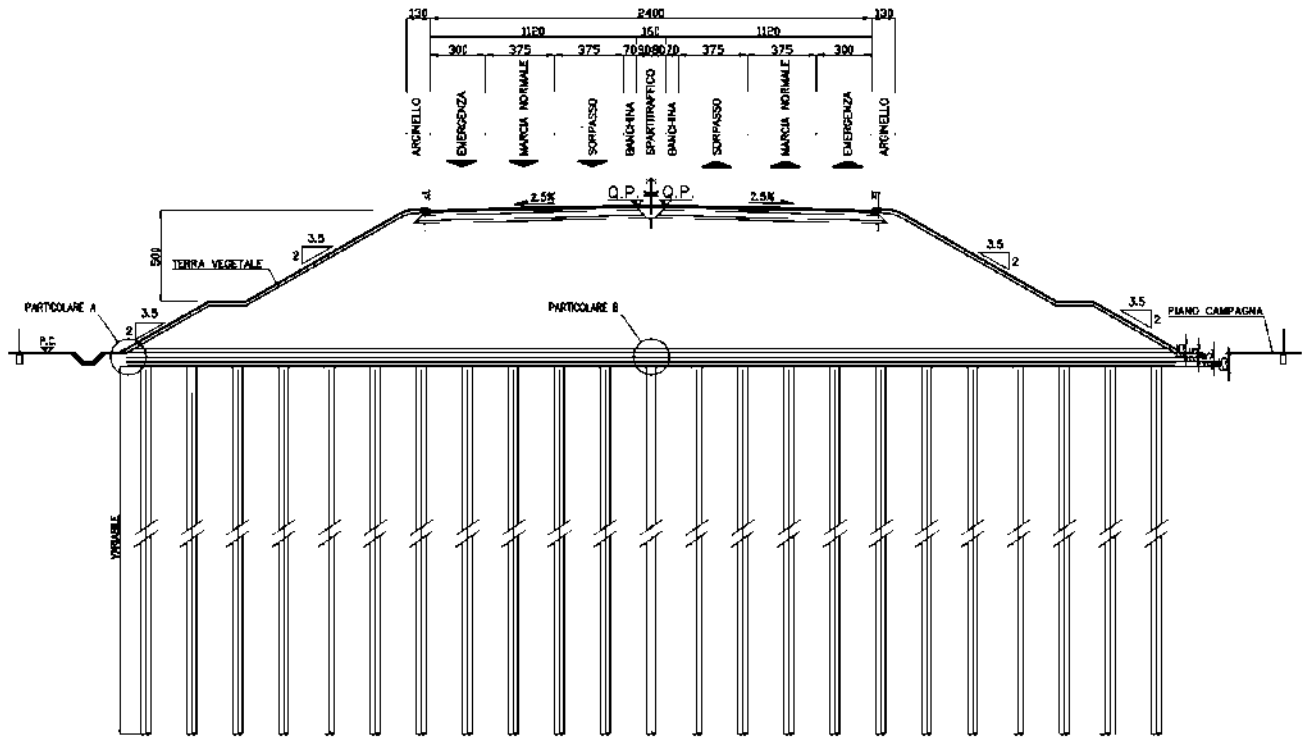


Figura 11.1: Trattamenti colonnari – schema tipologico per rilevato basso

Sezione



Pianta

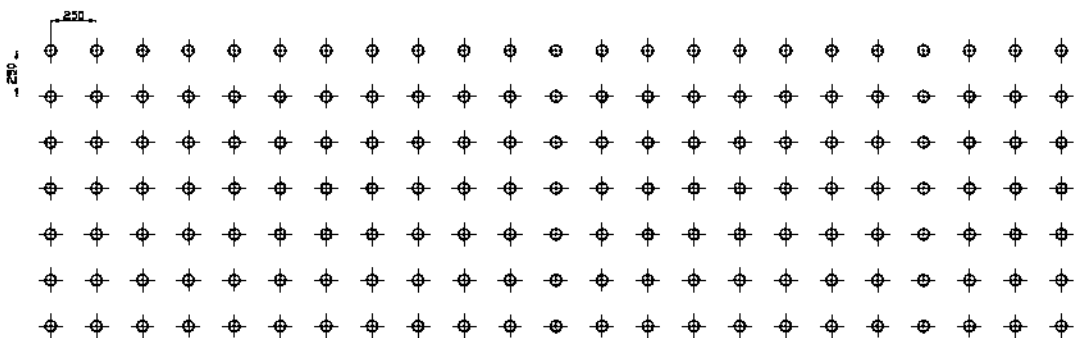


Figura 11.2: Trattamenti colonnari – schema tipologico per rilevato alto

Particolare B – Soluzione 1

Elemento prefabbricato o gettato in opera, in calcestruzzo armato con rete elettrosaldata, appoggiato sulla testa dei pali. Se gettato in opera la sagoma potrà essere anche circolare e di diametro di 140 cm.

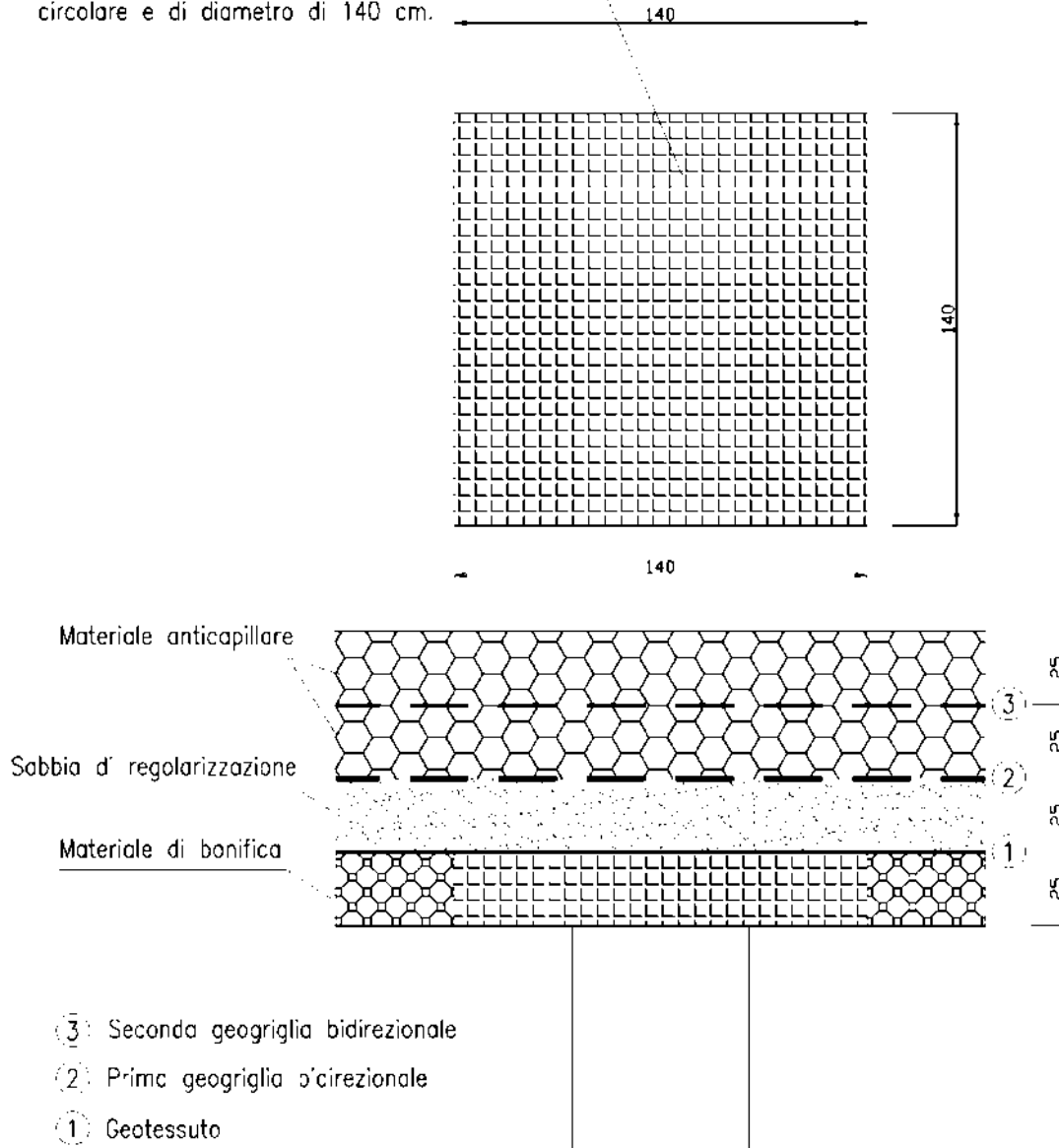


Figura 11.4: Trattamenti colonnari – particolare B – soluzione 1

Particolare A – Soluzione 2

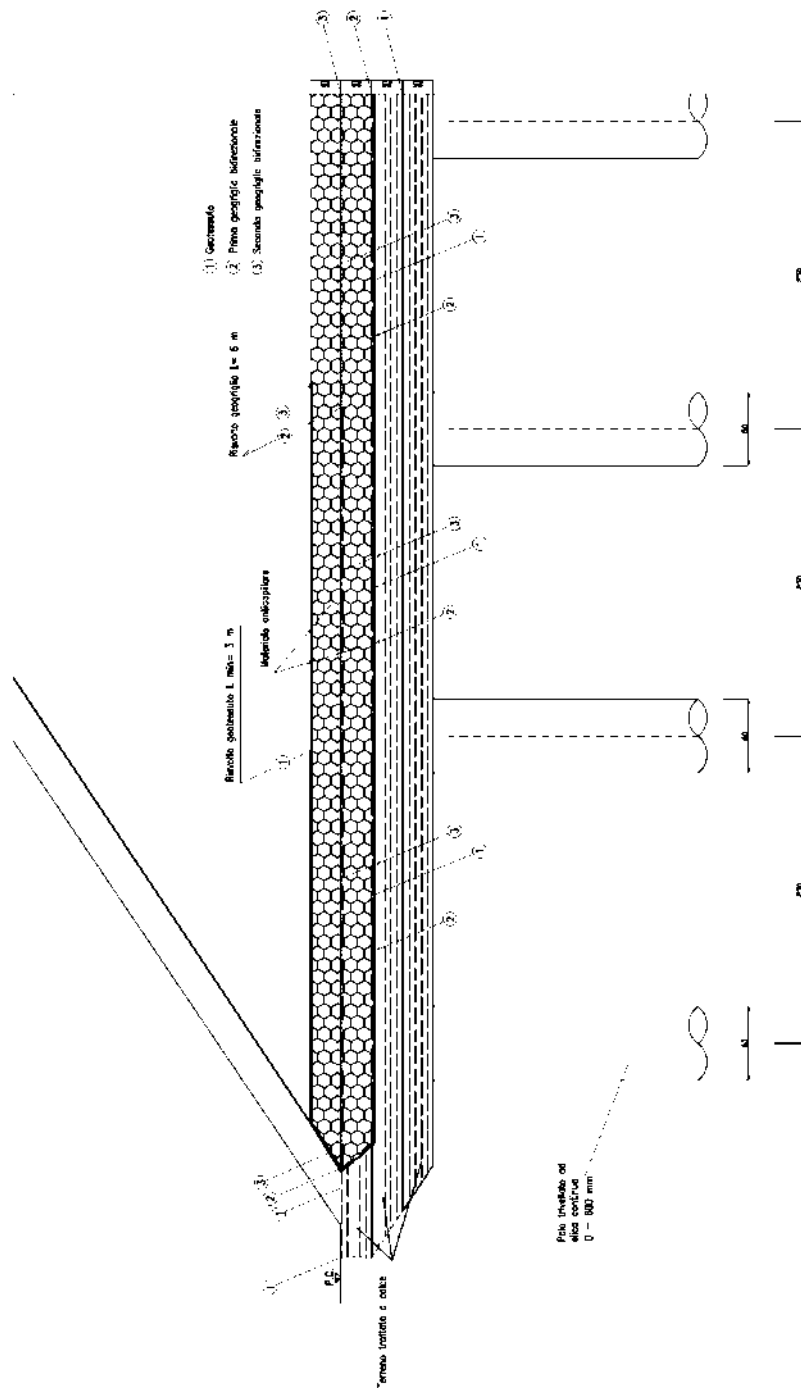


Figura 11.5: Trattamenti colonnari – particolare A – soluzione 2

In relazione a quanto sopra descritto, e alla luce delle varianti di tracciato intervenute rispetto al progetto del 2011 e nell'ambito stesso di questo progetto (che hanno di fatto ridotto le verticali di indagine geognostica disponibili lungo lo sviluppo del tracciato autostradale), occorrerà programmare un'opportuna indagine geognostica integrativa, propedeutica alla progettazione esecutiva, in maniera tale da completare il quadro geologico-geotecnico e potere risolvere le problematiche geotecniche sopra esposte. In particolare:

- Occorrerà aumentare la densità di indagini geognostiche, soprattutto in corrispondenza delle opere principali e dei tratti in cui i rilevati risultano essere più alti.
- Occorrerà prevedere, oltre all'esecuzione di sondaggi, anche l'esecuzione di prove penetrometriche statiche CPTU necessarie a caratterizzare meglio, stratigraficamente e geotecnicamente, tutte le unità oloceniche, nonché le unità pleistoceniche Qt1d e Qt1k.
- Le prove penetrometriche CPTU dovranno essere eseguite con sistematicità e con una densità adeguata soprattutto nei tratti di attraversamento del Torrente Osa, del Fiume Albegna e di affiancamento alla linea ferroviaria esistente; tali prove, per le quali dovranno essere previsti anche prefiori o tratti di avanzamento con carotaggio, dovranno interessare tutto lo spessore dei depositi olocenici e i depositi pleistocenici Qt1d e Qt1k (soprattutto quest'ultimo) fino a raggiungere una condizione di rifiuto. In relazione alle profondità che tali prove penetrometriche dovranno raggiungere si dovranno prevedere attrezzature di spinta di opportuno tonnellaggio. Nei tratti di rilevati alti in assenza di opere d'arte le prove CPTU potranno sostituire parte dei sondaggi purché tali prove siano eseguite su profondità significative e con una densità opportuna.
- Occorrerà prevedere prove di classificazione fisica dei terreni e prove meccaniche, su campioni indisturbati prelevati nell'ambito degli strati a grana

fine, con particolare attenzione rivolta all'esecuzione di prove di compressibilità edometrica, anche in profondità. In particolare, nei tratti di rilevato più critici, occorrerà prevedere sondaggi da cui prelevare, con sistematicità e su tutta la profondità investigata, campioni indisturbati su cui eseguire, oltre alle normali prove di classificazione, anche prove edometriche e prove edometriche di creep.

- Con riferimento specifico all'unità geologico-geotecnica Qt1e, presente solo a fine Lotto, alla luce dei risultati delle prove di carico su piastra disponibili, occorrerà valutare la potenziale collassabilità di questi tipi di depositi di natura eolica, soprattutto nei primi metri di profondità (vedi la Relazione Geotecnica del Lotto 5A).

Al fine di avere un'idea chiara dello stato dell'attuale della linea storica Pisa-Roma, in sede di Progetto Esecutivo dovranno essere raccolti con sistematicità tutti i dati interferometrici disponibili in modo tale da ricostruire l'andamento dei cedimenti della linea ferroviaria negli ultimi 20 anni circa.

Sempre in relazione alla tematica dei cedimenti della linea storica Pisa-Roma, in sede di Progetto Esecutivo occorrerà fare un censimento dei pozzi di emungimento presenti lungo il tracciato autostradale, una ricostruzione storica delle piezometrie e una, se possibile, previsione per il futuro.

In sede di Costruzione, nei tratti in cui i rilevati autostradali si "affiancheranno" a quello ferroviario, dovrà essere predisposto un opportuno piano di monitoraggio che dovrà estendersi temporalmente da prima della cantierizzazione dell'area (6-12 mesi prima), per tutta la fase di costruzione e, successivamente, per un tempo sufficientemente lungo per escludere effetti negativi indotti dai nuovi rilevati autostradali sul rilevato ferroviario esistente.