

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



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

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

TRINCEA DI LINEA III VALICO DA PK 47+375 A 49+130

Relazione geologico - geotecnica

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI
Consorzio Cociv Ing. N. Meistro	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 4	E	C V	R O	T R 1 6 0 X	0 0 3	A

Progettazione:								IL PROGETTISTA
Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	
A00	Prima Emissione	M. Rinaldi 	15/05/2014	A. Nastasi 	15/05/2014	A. Palomba	15/05/2014	 Consorzio Collegamenti Integrati Veloci Dott. Ing. Aldo Mancarella Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R
A01	Revisione a seguito osservazioni validatore	M. Rinaldi 	25/11/2015	A. Nastasi 	25/11/2015	A. Mancarella 	25/11/2015	
A02	Revisione per cambio lotto	M. Rinaldi 	22/03/2017	A. Nastasi 	22/03/2017	A. Mancarella 	22/03/2017	

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>IG51-04-E-CV-R0-TR16-0X-003-A02 Relazione geologica, geotecnica</p> <p style="text-align: right;">Foglio 2 di 21</p>

INDICE

1.	INTRODUZIONE	3
2.	PROFILO STRATIGRAFICO E STRATIGRAFIA DI PROGETTO.....	3
2.1.	Inquadramento geologico	3
2.2.	Indagini in sito considerate	5
2.3.	Stratigrafia.....	6
2.4.	Parametrizzazione geotecnica	7
2.5.	Caratteristiche materiali geotecnici utilizzati nel calcolo geotecnico	7
3.	IDROGEOLOGIA E LIVELLI DI FALDA	9
4.	PERICOLOSITÀ SISMICA	10
5.	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO	10
5.1.	Normative, raccomandazioni e strumenti territoriali di riferimento	10
6.	MATERIALI E MODALITA' DI POSA IN OPERA DEL RILEVATO	12
7.	VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE DELLE TRINCEE	14
7.1.	PREMESSA.....	14
8.	CARICO LIMITE	14
9.	AZIONI DI CALCOLO SUL TERRENO DI FONDAZIONE	15
9.1.	Verifiche di portanza rilevato alla pk 47+900.....	15
10.	CALCOLO DEI CEDIMENTI.....	18
10.1.	Criteri di calcolo del cedimento immediato	18
10.2.	Cedimenti del rilevato alla pk 47+900.....	19

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-R0-TR16-0X-003-A02 Relazione geologica, geotecnica
	Foglio 3 di 21

1. INTRODUZIONE

La presente relazione ha per oggetto le verifiche geotecniche relative alla WBS TR16 che si sviluppa dalla p.k. 47+375 alla p.k. 49+130 della tratta A.V./A.C. Milano-Genova – Terzo Valico dei Giovi.

Il presente documento riporta, inoltre, la sintesi degli studi ed indagini condotte nell'area di interesse caratterizzata da una certa uniformità nelle formazioni interessate dagli scavi.

2. PROFILO STRATIGRAFICO E STRATIGRAFIA DI PROGETTO

2.1. Inquadramento geologico

L'opera oggetto del presente rapporto è situata in un settore di pianura, caratterizzato dalla successione di depositi alluvionali del Bacino di Alessandria (Pleistocene inf- Olocene) che poggiano in discontinuità sulla successione sedimentaria post-messiniana, rappresentata in questo settore dalla Formazione delle argille Azzurre (Zancleano), dalle Sabbie d'Asti l.s. e dal Villafranchiano".

Dal punto di vista geologico l'area d'intervento ricade interamente nell'ambito dei depositi alluvionali del bacino alessandrino ed in particolare nell'unità dei depositi alluvionali recenti (fl3). I depositi alluvionali recenti sono posizionati in aree prossime all'alveo del T. Scrivia e sono delimitati a est dallo stesso corso d'acqua e a ovest dall'orlo di terrazzo di Novi Ligure - Formigaro ad orientazione Nord Ovest-Sud Est. Terrazzo alla cui base doveva posizionarsi un paleo-alveo dello Scrivia che dalla zona di Serravalle raggiungeva e attraversava l'attuale centro di Pozzolo e da qui proseguiva verso Ovest secondo un tracciato corrispondente all'attuale Rio di Castel Gazzo. Lo spostamento successivo dell'alveo a Est di Pozzolo e poi ancora verso Est sino al raggiungimento della posizione attuale ha conformato questo tratto di pianura che viene attribuito al fluviale recente. Fluviale recente che si eleva, rispetto all'alveo attuale dello Scrivia, di 20 m nel tratto di monte (zona di Serravalle-Novì) e di 5 metri nel tratto di valle (tra Rivalta Scrivia e Tortona).

Il fluviale recente (fl3) comprende terreni a granulometria grossolana con ghiaie nettamente prevalenti (70-80%) sulle sabbie (10-20%) e sulle parti più fini (limo+argilla) 10-20%.

La litofacies è distribuita su gran parte dell'area di pianura interessata dal tracciato del III Valico. Nel tratto meridionale, a ridosso dell'imbocco nord della Galleria di Serravalle, si evidenziano modesti spessori (circa 4 m) di ghiaie sabbioso-limose che ricoprono la formazione delle Argille Azzurre. Verso nord, in corrispondenza della progressiva 37+500 ca., si osserva un rapido incremento dello spessore dei sedimenti, che passa da 3-4 m a oltre 30 m; tale spessore aumenta ulteriormente verso nord. Le informazioni circa l'andamento delle unità nel sottosuolo sono state derivate dai sondaggi SI11, SI12, XA301R087, XA301R088, XA301R089, XA301R090, XA301R091, XA301R092, XA301R093, XA301R094, XA301R095, XA301R096, XA301R097, XA301R099, XA301R099, XA301R100, XA301R102, XA301R103, XA301R104, XA301R105, XA301R106.

Le unità litologiche che caratterizzano l'area d'intervento sono costituite dall'alto verso il basso da:

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG51-04-E-CV-R0-TR16-0X-003-A02 Relazione geologica, geotecnica</p>	<p>Foglio 4 di 21</p>

- materiali di riporto con spessore da 0.5 a 4 m, posti in corrispondenza dell'opera in progetto (ove è attualmente presente il rilevato della carreggiata autostradale). Vicino al rilevato è invece presente, come strato superficiale, terreno vegetale costituito da argilla con limo sabbioso di spessore variabile tra 0,5 e 2 m circa (questo livello non è comunque interessato dall'opera).
- depositi alluvionali del Fluviale Recente (fl3), costituiti da ghiaie con diametro medio-grosso poco addensate, sabbioso-siltose e locali lenti di limi argilloso-argillosi di colore ocreo. Lo spessore minimo misurato nei sondaggi, nel settore d'interesse, è variabile da 3 metri a 13 metri.
- depositi alluvionali del Fluviale Recente (fl3), costituiti da ghiaie poligeniche da addensate a molto addensate, con abbondante matrice sabbioso-siltosa-argillosa; lo spessore di tali depositi non è noto, anche se comunque è ubicato ad una profondità che i sondaggi realizzati in questo settore indicano essere maggiore del piano di posa dei pali di grosso diametro.

Dal punto di vista idrogeologico, il settore in cui ricade l'opera è caratterizzato dalla presenza di un acquifero superficiale a falda libera costituito da depositi alluvionali di pianura. Il substrato impermeabile o molto poco permeabile è invece costituito dalle Argille di Lugagnano; il limite con il substrato non è noto anche se i sondaggi indicano che esso si trovi a profondità maggiori di 40 m. L'orizzonte superiore dei depositi fluviali risulta essere maggiormente permeabile rispetto all'orizzonte inferiore.

Un'indicazione sui valori di permeabilità dell'orizzonte superiore dei depositi fl3 deriva dalle prove idrauliche eseguite per il Progetto Definitivo sui pozzi esplorativi eseguiti tra Pozzolo Formigaro e Tortona. Tali prove sono state effettuate in trincee scavate fino ad una profondità di 1.5 m da pc. Le prove realizzate indicano una permeabilità compresa tra 2×10^{-4} m/s e 8×10^{-4} m/s.

Per quanto riguarda il livello inferiore dei depositi fl3, le prove Lefranc eseguite nell'ambito del Progetto Definitivo definiscono un intervallo piuttosto ampio di valori, compresi tra 1×10^{-6} e 1×10^{-3} m/s. Le prove effettuate nel sondaggio SI11, prossimo alla WBS GA1N, hanno fornito le seguenti permeabilità:

- da 7.80 a 9.00 m da pc: 5.41×10^{-6} m/s;
- da 16.5 a 18.5 m da pc: 2.87×10^{-8} m/s;
- da 25.5 a 27.0 m da pc: 1.91×10^{-8} m/s.

In questo settore la direzione media di deflusso di falda è da S a N e il gradiente idraulico medio di è basso, dell'ordine di 5×10^{-3} . Un'indicazione sul livello di falda di riferimento e sull'entità delle oscillazioni piezometriche è possibile derivarla dai piezometri XA301C087 e XA301R077.

Dai dati di monitoraggio piezometrico a disposizione si è assunto per i calcoli un livello di falda posizionato a -9.0 m dal p.c.

Non si ravvisa alcuna particolare criticità legata a possibili impatti connessi alla realizzazione dell'opera con le risorse idriche presenti nel settore.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-R0-TR16-0X-003-A02 Relazione geologica, geotecnica
	Foglio 5 di 21

2.2. Indagini in sito considerate

Nella zona della trincea in oggetto, sono stati eseguiti una serie di sondaggi geotecnici a carotaggio continuo. La denominazione dei sondaggi di cui sopra, nonché le rispettive profondità raggiunte, sono riportate nella tabella seguente.

Sondaggi a carotaggio		
Denominazione	Quota assoluta (m s.l.m.m.)	Lunghezza (m)
XA301R092	135.889	30
XA301R093	134.930	30
XA301R094	131.882	30
XA301R095	129.185	30
XA301R096	128.183	30

Tabella 1. Sondaggi nell'area di interesse.

Nell'area è stata effettuata una campagna integrativa (2005) allo scopo di completare le informazioni geotecniche con un maggiore grado di dettaglio.

Sondaggio	Pk	Quota assoluta (m s.l.m.m.)	Lunghezza (m)
SI11	44+100	151.453	30
SI12	46+850	137.463	30

Tabella 2. Sondaggi campagna integrativa nell'area di realizzazione dell'opera.

La campagna ha visto la realizzazione di una serie di sondaggi geognostici, prove in sito in corrispondenza degli stessi (SPT e prove Lefranc, principalmente) ed il prelievo di campioni per prove di laboratorio.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-R0-TR16-0X-003-A02 Relazione geologica, geotecnica
	Foglio 6 di 21

2.3. Stratigrafia

Sulla base dei dati disponibili, la situazione stratigrafica del sito può essere così schematizzata:

A partire dal piano campagna locale e fino a profondità di circa 2/2.5 m si può incontrare uno strato superficiale di terreno di riporto/agricolo costituito da limo sabbioso marrone scuro, localmente inglobante clasti arrotondati (Formazione LS).

Al di sotto della Formazione LS e fino alle massime profondità indagate è presente un deposito di origine alluvionale postglaciale (Olocene) fl3 costituito da ghiaia medio grossa in matrice variabile da sabbiosa in superficie ad argillosa in profondità. In dettaglio la stratigrafia di tale deposito alluvionale può essere schematizzata nel modo seguente:

Al di sotto della Formazione LS e fino a profondità variabili fra i 8.5 - 14.5 m dal p.c. sono presenti ghiaie medio grosse grigiastre in matrice sabbiosa debolmente limosa (Formazione GS).

Al di sotto della Formazione GS e fino a profondità variabili fra i 12.0 - 19.5 m dal p.c. sono presenti ghiaie medio grosse in matrice limosa debolmente argillosa (con la matrice argillosa crescente con la profondità) di colore marrone (Formazione GA).

Al di sotto della Formazione GA sono presenti ghiaie medio grosse in matrice sabbiosa e argillosa di colore marrone rossiccio, avente caratteristiche meccaniche superiori rispetto al deposito sovrastante (Formazione GS/GA). Tale strato risulta notevolmente più rigido rispetto agli strati sovrastanti.

Alla pk 48+542 è stata rilevata una lente dello spessore di 2 m circa, dalla profondità di 29 m dal p.c. a 31 m dal p.c. di limi argillosi e argille limose (L-LA/A e A/L). Allo stesso modo, dalla pk 51+546 a 52+521 sono presenti al di sotto della Formazione GA limi argillosi e argille limose dalla profondità di 19 m dal p.c a 59 m circa dal p.c.

Alla pk 52+294 è stata rilevata una lente di spessore di 1 m circa alla profondità di 37.3 m dal p.c di sabbie poco addensate.

Le prove SPT hanno fornito gli intervalli di valori riportati nella seguente tabella.

Prove	Formazione LS	Formazione GS	Formazione GA	Formazione GS/GA
N _{SPT} (colpi/30cm)	-	42 ÷ 70 (1)	15 ÷ 40	40 ÷ 58 (1)

(1) Alcuni valori a rifiuto

Tabella 3. Tabella dei valori prove SPT.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-R0-TR16-0X-003-A02 Relazione geologica, geotecnica
	Foglio 7 di 21

2.4. Parametrizzazione geotecnica

Di seguito si forniscono i parametri di base per i materiali geotecnici nell'area in esame:

Per i parametri e la caratterizzazione geotecnica dello strato di limo sabbioso sono stati utilizzati i dati provenienti dal Progetto Definitivo.

Parametri	LS	GS	GA	GS/GA	L-LA/A A/L	S
Peso di volume γ (kN/m ³)	18	19 ÷ 20	19 ÷ 20	19 ÷ 20	21	19
Densità relativa D_r (%)	-	70 ÷ 95	40 ÷ 55	50 ÷ 75	30(3)	5(3)
Angolo di resistenza al taglio operativo ϕ' (°)	28	38 ÷ 40	34 ÷ 39	37 ÷ 42	22	29
Velocità delle onde di taglio V_s (m/s)(2)	-	180 ÷ 225 (1)	175 (1)	260 ÷ 295 (1)	-	
Modulo di taglio a piccole deformazioni G_0 per materiali granulari (MPa)	-	63.5 ÷ 100 (2)	50 ÷ 65 (2)	130 ÷ 170 (2)	50	25
Modulo di Young a piccole deformazioni E_0 per materiali granulari (MPa)	-	160 ÷ 255 (2)	135 ÷ 175 (2)	345 ÷ 440(2)	120	60

(1) Valori delle velocità delle onde di taglio ricavate dai dati SPT secondo la correlazione di Ohta e Goto.

(2) Valori crescenti con la profondità.

(3) Valori di coesione in kPa

Tabella 4. Caratteristiche di base dei materiali geotecnici

Per quanto sopra, la parametrizzazione dei terreni risulta come di seguito riportato.

2.5. Caratteristiche materiali geotecnici utilizzati nel calcolo geotecnico

Alla luce di quanto sopra la stratigrafia di progetto da utilizzarsi nelle verifiche geotecniche è riportata nella tabella seguente. Questa è stato dedotto dal profilo geotecnico-geologico lungo la tratta in esame.

Stratigrafia di calcolo	Da [m] (da p.c.)	A [m] (da p.c.)	Tipo di terreno
LS	p.c.	4	Limo sabbioso
GS	4	12.5	Ghiaia medio grossa in matrice sabbiosa
GA	12.5	16	Ghiaia medio grossa in matrice argillosa
GS/GA	16	In poi	Ghiaia medio grossa in matrice sabbiosa/argillosa

Tabella 5. Stratigrafia di progetto per l'area in esame

La stratigrafia di progetto che illustra i rapporti opere-terreni è stato dedotto dal profilo geotecnico-geologico lungo la tratta in esame.

Per il rilevato ferroviario vengono assunte le proprietà utilizzate tipicamente per tali tipologie di opere, dove:

$$\phi' = 35-38^\circ;$$

$$E = 15-50 \text{ MPa}$$

Pertanto con riferimento alla caratterizzazione geotecnica, si assumono i seguenti valori per il complesso geotecnico d'interesse, come di seguito riportato.

Terreno	Sigla	γ (kN/m ³)	c' (kN/m ²)	ϕ' (°)	G_{ur} (MPa)	G_{50} (MPa)
Rilevato	R	20	0.0	35	62.5	6.25
Limo Sabbioso	LS	18	0.0	28	-	-
Ghiaia sabbiosa	GS	20	0.0	38	63.5	6.35
Ghiaia Argillosa	GA	20	0.0	34	50	5
Ghiaia sabbiosa argillosa	GS/GL	20	0.0	37	130	10

Tabella 6. Caratteristiche di progetto dei materiali geotecnici utilizzati nel calcolo

dove:

- γ = peso dell'unità di volume del terreno;
- c' = coesione in termini di pressioni effettive;
- ϕ' = angolo di attrito in termini di pressioni effettive;
- E_{op} = modulo di deformabilità operativo in corrispondenza della curva di compressione vergine;
- E_{UR} = modulo di deformabilità operativo in corrispondenza di cicli di scarico/carico (unloading/reloading).

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-R0-TR16-0X-003-A02 Relazione geologica, geotecnica
	Foglio 9 di 21

3. IDROGEOLOGIA E LIVELLI DI FALDA

L'area in esame è stata indagata mediante una serie di prove in sito realizzate nei fori di sondaggio.

Dalle letture piezometriche si suppone che la superficie libera di falda al suo livello massimo possa essere posizionata a -9.0 m dal p.c.

Particolarmente numerose, le prove Lefranc hanno permesso di definire la permeabilità locale delle varie formazioni nel sottosuolo.

La figura sottostante riporta la sintesi delle indagini condotte, che hanno mostrato come la stratigrafia sia caratterizzata da una variazione delle permeabilità, ed in particolare una loro riduzione con l'aumento della profondità.

In particolare vengono a distinguersi:

- i valori di permeabilità determinati attraverso prove Lefranc (colore ciano);
- andamento livello piezometrico massimo gennaio 2003 (colore blu);
- andamento livello piezometrico minimo settembre / ottobre 2003 (colore viola).

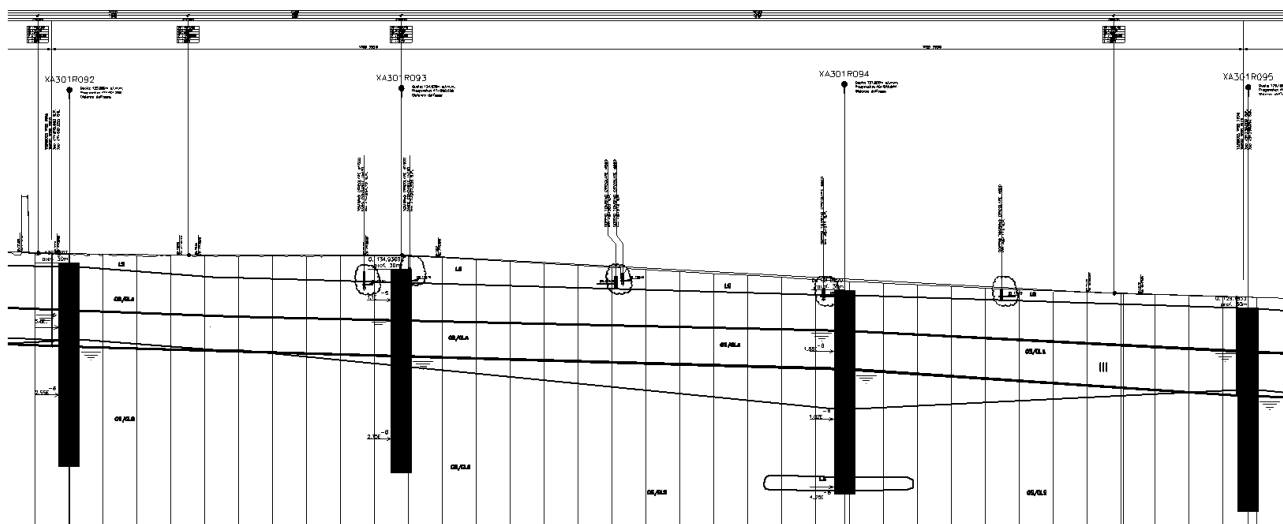


Figura 1. Caratteristiche idrogeologiche dell'area in esame

Nel dettaglio, è possibile osservare come:

- gli strati superficiali (LS, GS) sono caratterizzati da una permeabilità tipica di materiali grossolani puliti, dell'ordine di 10^{-3} m/s. Tale valore può tuttavia essere inteso come limite superiore, determinato in corrispondenza di un'area che potrebbe essere stata oggetto di trasformazioni antropiche, in quanto la medesima formazione mostra lateralmente e a distanza non eccezionali dei valori significativamente inferiori;

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-R0-TR16-0X-003-A02 Relazione geologica, geotecnica
	Foglio 10 di 21

- gli strati sottostanti risultano caratterizzati da un permeabilità inferiore, ad evidenziare la presenza di una componente fine costante lungo la verticale, che risulta dell'ordine di 10^{-5} m/s, ma con valori che possono lambire il valore di 10^{-3} m/s ($8.97 \cdot 10^{-4}$ m/s, per verticale di indagine SI12).

4. PERICOLOSITÀ SISMICA

La Carta della sismicità in Italia riporta 45.000 terremoti avvenuti tra il 1981 e il 2002 selezionati in base alla qualità della localizzazione, secondo parametri diversificati per a) terremoti crostali, b) terremoti sub-croscali o profondi (Chiarabba et al., 2005). Nell'intorno dell'area studiata la maggior parte dei sismi registrati presenta magnitudo inferiore a 4 e profondità ipocentrale compresa entro i primi 18 km, con un massimo di concentrazione intorno ai 12 km. I sismi registrati nell'area di interesse hanno quindi in generale un carattere prevalentemente superficiale.

Con riferimento alla sismicità storica dell'area, secondo le norme sismiche adottate (OPCM 3274/03), il tracciato in progetto ricade in zona 4; a vantaggio della sicurezza sono stati adottati nei calcoli strutturali e geotecnici i valori della zona 3, caratterizzati da un Coefficiente Sismico $S = 6$ ed accelerazione pari a 0,04 g.

5. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

5.1. Normative, raccomandazioni e strumenti territoriali di riferimento

La progettazione delle opere ferroviarie della tratta sarà redatta in ottemperanza dell'Art. 20 della Legge 28 febbraio 2008, n. 31, secondo i dettami normativi antecedenti all'emissione del Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008, come anche confermato dalla Circolare 5 agosto 2009 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. L'Art. 20 comma 3 recita *"Per le costruzioni e le opere infrastrutturali iniziate, nonché per quelle per le quali le amministrazioni aggiudicatrici abbiano affidato i lavori o avviato progetti definitivi o esecutivi prima dell'entrata in vigore della revisione generale delle norme tecniche per le costruzioni approvate con decreto del Ministro delle infrastrutture e trasporti 14 settembre 2005, continua ad applicarsi la normativa tecnica utilizzata per la redazione dei progetti, fino all'ultimazione dei lavori e all'eventuale collaudo"*.

I calcoli e le disposizioni esecutive sono pertanto conformi alle seguenti normative di legge:

- [1] D.M. 11.03.1988 - "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e le scarpate, i criteri generali, e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione".
- [2] Circ. LL.PP. 24 settembre 1988 n. 30483 "Norme tecniche per terreni e fondazioni - Istruzioni applicative".
- [3] D.M. 09/01/1996 - "Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche".

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG51-04-E-CV-R0-TR16-0X-003-A02 Relazione geologica, geotecnica</p>	<p>Foglio 11 di 21</p>

- [4] Circ. LL.PP. 15ottobre 1996 n. 252 – Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche” di cui al DM 09/01/1996.
- [5] D.M. 16/01/1996 – “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”.
- [6] Circ. LL.PP. 10aprile 1997 n. 65 – Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche” di cui al DM 16/01/1996.
- [7] 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.
- [8] Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 Marzo 2003. “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”.
- [9] Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3316. “Modifiche ed integrazioni all’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20.03.03”.
- [10] Piano Stralcio per l’Assetto Idrogeologico PAI - (Autorità di Bacino del Fiume Po), approvato con DPCM 24/05/2001.
- [11] EN 1997 Eurocodice 7 “Geotechnical Design”.
- [12] RFI “Manuale di progettazione”;

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG51-04-E-CV-R0-TR16-0X-003-A02 Relazione geologica, geotecnica
	Foglio 12 di 21

6. MATERIALI E MODALITA' DI POSA IN OPERA DEL RILEVATO

Nel seguito si descrivono le modalità di posa in opera dei materiali al fine di garantire i requisiti richiesti dalla normativa di riferimento.

Prima della formazione del rilevato, il terreno al di sotto del piano di campagna dovrà essere asportato per uno spessore minimo di 50 cm (scotico) e comunque per tutto lo strato di terreno vegetale. L'intervento dovrà avere larghezza pari all'ingombro del rilevato. Se la quota di progetto è superiore a quella dello scotico, la stessa dovrà essere raggiunta con l'apporto di materiale di caratteristiche analoghe a quelle del materiale utilizzato per la formazione del rilevato (descritte nel seguito).

Il piano di posa dovrà essere costipato mediante rullatura in modo da ottenere un valore della densità secca non inferiore al 95% della densità massima ottenuta con la prova di costipamento AASHTO modificata (CNR-BU n. 69). Il controllo del raggiungimento del richiesto grado di costipamento sarà effettuato con misure di densità in sito. Il modulo di deformazione, misurato mediante prova di carico su piastra al primo ciclo di carico nell'intervallo 0,05 MPa ÷ 0,15 MPa, non dovrà essere inferiore a 20 MPa; inoltre il rapporto dei moduli del 1° e 2° ciclo dovrà essere non inferiore a 0,60 (CNR-BU n. 146).

Dovrà essere prevista la bonifica del piano di posa ogni volta che nel corso dei lavori si dovessero trovare delle zone di terreno non idoneo (ad esempio in presenza di terreni altamente comprimibili, dotati di scadenti caratteristiche meccaniche o contenenti notevoli quantità di sostanze organiche) e/o comunque non conformi alle specifiche di progetto o alle prescrizioni contrattuali.

Sulla base di quanto si riscontrerà effettivamente in sito in fase di realizzazione dei rilevati, qualora localmente le caratteristiche del terreno presente sul fondo scavo non risultassero idonee o se le prove di accettazione non restituissero i valori prescritti, sarà necessario effettuare la bonifica sostituendo il materiale di scadenti caratteristiche con i seguenti materiali, con riferimento alla classificazione CNR-UNI 10006:

- A1, A2, A3 se proveniente da cave di prestito;
- A1, A2, A3, A4 se proveniente dagli scavi.

Il corpo del rilevato ferroviario sarà realizzato mediante l'impiego di terre provenienti da scavi di sbancamento appartenenti preferibilmente ai gruppi, in ordine di priorità, A1, A2-4. Se indispensabile potranno essere impiegati, in ordine di priorità, i terreni appartenenti ai A2-5, A3, A2-6, A2-7 e A4 ovvero terre provenienti da cave di prestito, appartenenti agli stessi gruppi. Non dovranno essere impiegate terre del gruppo A3 con coefficiente di disuniformità < 7.

I materiali dovranno essere messi in opera a strati di spessore non superiore a 50 cm (materiale sciolto) per le terre dei gruppi A1, A3 e non superiori a 30 cm (materiale sciolto) per i materiali dei gruppi A2-4, A2-5, A2-6, A2-7 e A4.

A costipamento avvenuto, i valori del modulo di deformazione e della densità secca dovranno essere non minori dei valori di riferimento per il piano di posa prima indicati

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-R0-TR16-0X-003-A02 Relazione geologica, geotecnica
	Foglio 13 di 21

In ogni caso, il grado di uniformità dei materiali utilizzati, definito come il rapporto tra il passante al setaccio D60 e il passante al setaccio D10 dovrà essere ≥ 15 .

Su ciascuna sezione trasversale i materiali impiegati per ciascuno strato dovranno essere dello stesso gruppo o sottogruppo.

Ogni strato dovrà essere messo in opera con un contenuto d'acqua prossimo all'ottimale e dovrà essere costipato in modo da raggiungere in ogni punto un valore della densità secca almeno pari al 95% della densità massima AASHTO modificata. Il valore del modulo di deformazione dovrà risultare non inferiore a 20 MPa per le zone di rilevato a distanza inferiore a 1 m dai bordi e a 40 MPa per la restante zona centrale. Tali valori dovranno essere determinati al primo ciclo di carico nell'intervallo 0,15 MPa – 0,25 MPa; in entrambi i casi, il rapporto tra i moduli del 1° e 2° ciclo non dovrà essere inferiore a 0,60.

In relazione alla difficoltà di ottenere i prescritti valori minimi della densità AASHTO modificata e del modulo di deformazione (minimo 40 MPa), sarà necessario porre particolare attenzione nell'utilizzo delle terre appartenenti ai gruppi A2-5 e A2-7, per le quali bisognerà effettuare preventivamente opportune prove (in situ e in laboratorio) che attestino la possibilità di raggiungere i prescritti parametri.

Il primo strato di rilevato sarà costituito dallo "strato anticapillare", posto al di sopra del piano di posa, con uno spessore di 50 cm e dovrà essere costituito da pietrischetto con dimensioni comprese tra 2 e 25 mm. Questo strato dovrà essere protetto sia inferiormente, che superiormente, con uno strato di geotessile.

La piattaforma del corpo stradale ferroviario, costituente il piano di posa del sub-ballast, sarà realizzata mediante formazione di uno strato di terreno fortemente compattato di spessore non inferiore a 30 cm. Per la realizzazione di tale strato può farsi riferimento a quanto prescritto nel capitolo ITALFERR.

Il sub-ballast potrà essere realizzato secondo una delle due metodologie indicate nel capitolato ITALFERR:

- a) sub-ballast in conglomerato bituminoso di 12 cm di spessore e modulo di deformabilità non inferiore a 200 MPa;
- b) sub-ballast in misto granulare di 20 cm di spessore minimo e modulo di deformabilità non inferiore a 180 MPa.

In ogni caso, per quanto riguarda le caratteristiche dei materiali da porre in opera e le modalità esecutive, si dovrà fare riferimento a quanto prescritto nel Capitolato ITALFERR "SISTEMA ALTA VELOCITÀ".

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-R0-TR16-0X-003-A02 Relazione geologica, geotecnica
	Foglio 14 di 21

7. VERIFICA DI STABILITA' GLOBALE DELLE TRINCEE

7.1. PREMESSA

Nell'ambito dello studio per la realizzazione della Linea A.V./A.C. Milano-Genova Terzo Valico Dei Giovi, sono state effettuate sulle sezioni di progetto ritenute più significative, delle verifiche di stabilità degli scavi e dei rilevati. Come si è evidenziato dallo studio del tracciato e delle sezione di trincea e di rilevato del suddetto, le profondità di scavo ($H < 1.5$ m) e le contenute altezze di rilevato ($H < 1.5$ m) consentono un importante margine di sicurezza verso possibili fenomeni di instabilità globale. Pertanto per la presente WBS TR16, le verifiche di stabilità globale sono state omesse.

8. CARICO LIMITE

Viene eseguita una verifica nei confronti di un possibile meccanismo di rottura per raggiungimento del carico limite. Tale condizione provocherebbe lo sviluppo di una superficie di scorrimento al di sotto del rilevato con conseguente abbassamenti eccessivi del rilevato e refluitamento laterale del terreno. Tale condizione interessa principalmente terreni sciolti e incoerenti. La normativa di riferimento, D.M. 88, specifica in condizioni statiche un coefficiente di sicurezza minimo pari a 3.0. In condizione sismiche, la normativa non prescrive un coefficiente di sicurezza minimo, la scelta è pertanto lasciata al progettista. In condizioni sismiche il coefficiente di sicurezza al carico verticale minimo vale 2.5. In condizioni sismiche deve essere verificata anche la sicurezza nei confronti dello scorrimento del rilevato sul piano di fondazione. La normativa D.M.1988 anche in questo caso non prescrive un coefficiente di sicurezza minimo. In questo caso il coefficiente di sicurezza minimo vale 1.5. La combinazione di carico sismica non prevede il carico mobile pertanto l'azione sismica verrà applicata alle sole masse del rilevato.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-R0-TR16-0X-003-A02 Relazione geologica, geotecnica
	Foglio 15 di 21

9. AZIONI DI CALCOLO SUL TERRENO DI FONDAZIONE

Pesi propri strutturali e sovraccarichi permanenti

Nella determinazione dei valori delle azioni dovute al peso proprio ed ai carichi permanenti è stato calcolato il volume geometrico del rilevato e sono stati adottati i seguenti parametri:

Caratteristiche dei materiali

$\gamma_t = 20.0 \text{ KN/m}^3$ peso per unità di volume del terreno di riporto.

$Q_{\text{ferroviario}} = 50 \text{ kPa/m}$.

$B_{\text{rilevato}} = 13.5 \text{ m}$

$Q_{\text{ferroviario}} = 675 \text{ kN/m}$

$H_{\text{max-rilevato}} \approx 1.5 \text{ m}$

$P.P = 405 \text{ kN/m}$

9.1. Verifiche di portanza rilevato alla pk 47+900

Il calcolo del carico limite è stato condotto analiticamente, secondo diverse teorie. Il fattore di sicurezza è pari al rapporto fra il carico limite ammissibile e il carico di progetto. Le teorie utilizzate sono un'evoluzione della formula trinomia di Terzaghi (1955):

$$q_{lim} = N_q \gamma_1 D + N_c c + N_\gamma \gamma_2 \frac{B}{2}$$

Diversi autori oltre allo stesso Terzaghi hanno introdotto dei coefficienti correttivi, relativi a: forma della fondazione, carichi eccentrici, carichi inclinati, inclinazione del piano di pose e/o della superficie del terreno. Fra le diverse teorie, a favore di sicurezza, si è fatto uso di quella che minimizza il carico limite e di conseguenza il coefficiente di sicurezza. Indicativamente sono portati anche i coefficienti medi, minimi e massimi relativi ad altre teorie.

Dati di input generale e geometria fondazione

Teoria statica: BR. HANSEN (1970)

Geometria fondazione	[B] Larghezza (dir y):	13.50 m	[L] Lunghezza (dir x):	1.00 m
			[D] Profondità (dir z):	0.50 m
[η] Angolo di inclinazione del piano di posa nella direzione di B:	0.0°		[β] Angolo di inclinazione del pendio:	0.0°
Carico permanente uniforme al piano campagna [q0]:	0.00 kPa		Profondità falda dal piano di campagna:	-9.00 m
Criterio di punzonamento:	NESSUNO		Condizione di verifica:	DRENATA

Stratigrafia del terreno

N.	y _{nat}	y _{sat}	φ	c'	C _u	H _{str}	E _{ed}	D _r
1	18.00	18.00	28.0	0.00	0.00	4.00	8000.00	0.40
2	20.00	20.00	38.0	0.00	0.00	8.50	16000.00	0.70
3	20.00	20.00	34.0	0.00	0.00	3.50	13500.00	0.40
4	20.00	20.00	37.0	0.00	0.00	20.00	35000.00	0.55
5	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Legenda

N.	: Numero strato dal piano di campagna verso il basso
y _{nat}	: Peso specifico contenuto naturale d'acqua (kN/m ³)
y _{sat}	: Peso specifico condizioni di saturazione d'acqua (kN/m ³)
φ	: angolo d'attrito interno (deg)
c'	: Coesione drenata (kPa)
C _u	: Coesione non drenata (kPa)
H _{str}	: Spessore dello strato (m)
E _{ed}	: Modulo edometrico (kPa)
D _r	: Densità relativa

Dati geotecnici di calcolo terreno equivalente

Medie ponderate svolte tra le quote 0.50 m e 27.50 m

y	φ	c'	C _u	E _{ed}	D _r
12.89	35.9	0.00		22731.48	0.56

Descrizione sommaria della teoria utilizzata

$$q_{ult} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c \cdot p_c \cdot e_c + q' \cdot N_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q \cdot p_q \cdot e_q + 0.5 \cdot B \cdot y \cdot N_y \cdot s_y \cdot d_y \cdot i_y \cdot b_y \cdot g_y \cdot p_y \cdot e_y \quad Q_{ult} = q_{ult} \cdot B' \cdot L'$$

Fattori di capacità portante

$$N_c = (N_q - 1) / \tan(\varphi)$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan(\varphi)} \cdot \tan^2(\pi/4 + \varphi/2)$$

$$N_y = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi)$$

Fattori di forma (Direzione B - Set B)

$$s_c = s_{qB} \cdot (1 - s_{qB}) / (N_q - 1)$$

$$s_q = 1 + i_{qB} \cdot B' / L' \cdot \sin(\varphi)$$

$$s_y = 1 - 0.4 \cdot i_{yB} \cdot B' / L' \quad \text{not effective if } < 0.6$$

Fattori di profondità (direzione B - Set B)

$$d_{cB} = d_{qB} \cdot (1 - d_{qB}) / (N_q - 1)$$

$$d_{qB} = 1 + 2 \cdot K \cdot \tan(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \quad D < B \quad K = D/B, \quad D > B \quad K = \arctan(D/B)$$

$$d_{yB} = 1.0$$

Fattori di inclinazione dei carichi (direzione B - Set B)

$$i_{cB} = i_{qB} \cdot (1 - i_{qB}) / (N_q - 1)$$

$$i_{qB} = (1 - 0.5 \cdot V_y / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\varphi)))^5$$

$$i_{yB} = (1 - (0.7 - v/7.853816) \cdot V_y / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\varphi)))^5$$

Fattori di inclinazione base fondazione

$$b_c = b_{q-} \cdot (1 - b_{q-}) / (N_q - 1)$$

$$b_{q-} = e^{-2 \cdot \eta \cdot \tan(\varphi)} \quad \eta \text{ angolo inclinazione base}$$

$$b_{y-} = e^{-2.7 \cdot \eta \cdot \tan(\varphi)}$$

Fattori di inclinazione pendio

$$g_c = g_q \cdot (1 - g_q) / (N_q - 1)$$

$$g_q = (1 - 0.5 \cdot \tan(\beta))^5 \quad \beta \text{ angolo inclinazione pendio}$$

$$g_y = (1 - 0.5 \cdot \tan(\beta))^5 \quad \beta \text{ angolo inclinazione pendio}$$

Fattori di forma (direzione L - Set L)

$$s_{cL} = s_{qL} \cdot (1 - s_{qL}) / (N_q - 1)$$

$$s_{qL} = 1 + i_{qL} \cdot L' / B' \cdot \sin(\varphi)$$

$$s_{yL} = 1 - 0.4 \cdot i_{yL} \cdot L' / B' \quad \text{da non considerare se } < 0.6$$

Fattori di profondità (direzione L - Set L)

$$d_{cL} = d_{qL} \cdot (1 - d_{qL}) / (N_q - 1)$$

$$d_{qL} = 1 + 2 \cdot K \cdot \tan(\varphi) \cdot (1 - \sin(\varphi))^2 \quad D < L' \quad K = D/L', \quad D > L' \quad K = \arctan(D/L')$$

$$d_{yL} = 1.0$$

Fattori di inclinazione dei carichi (direzione L - Set L)

$$i_{cL} = i_{qL} \cdot (1 - i_{qL}) / (N_q - 1)$$

$$i_{qL} = (1 - 0.5 \cdot V_x / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\varphi)))^5$$

$$i_{yL} = (1 - (0.7 - \eta/7.853816) \cdot V_x / (N + B' \cdot L' \cdot c' / \tan(\varphi)))^5$$

Fattori di punzonamento

$$p_c = 1.0 \quad (\text{punzonamento non ritenuto possibile})$$

$$p_q = 1.0 \quad (\text{punzonamento non ritenuto possibile})$$

$$p_y = 1.0 \quad (\text{punzonamento non ritenuto possibile})$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-R0-TR16-0X-003-A02 Relazione geologica, geotecnica
	Foglio 17 di 21

Fattori riduttivi per sisma

$e_c=1.0$ (sisma non considerato)
 $e_q=1.0$ (sisma non considerato)
 $e_y=1.0$ (sisma non considerato)

q: pressione litostatica alla profondità D (0.50 m) di imposta fondazione: 9.00 kPa

I valori di γ , φ , c' sono i parametri geotecnici di calcolo del terreno equivalente (vedi tabella sopra riportata)

B' , L' : Dimensioni efficaci della fondazione ($B'=B-2 \cdot M_x/N$ - $L'=L-2 \cdot M_y/N$) (se $B' > L'$ le due dimensioni vengono scambiate tra loro)

π : valore di phi greco (3.14159...)

Se $s_{cB} \cdot d_{cB} \cdot i_{cB} < s_{cL} \cdot d_{cL} \cdot i_{cL}$ nel primo e nel secondo termine della equazione trinomia vengono utilizzati i fattori di forma, profondità, inclinazione del Set B. Altrimenti vengono utilizzati i fattori del Set L

Se $i_{yB} \cdot B' < i_{yL} \cdot L'$ nel terzo termine della equazione trinomia vengono utilizzati i fattori di forma, profondità, inclinazione del Set B. Altrimenti vengono utilizzati quelli del Set L, e nel terzo termine il valore di B' è scambiato con L'

Verifiche a scorrimento

$H = \text{rad}q(V_x^2 + V_y^2)$ - forza di scorrimento

$R_{\text{scorr}} = N' \cdot \tan(b \cdot \varphi) / \gamma_m + a \cdot c' \cdot B' \cdot L'$ - resistenza allo scorrimento

$b=1.00$ - $b \cdot \varphi$: angolo di attrito fondazione-terreno

$\gamma_m=1.00$ - fattore parziale di sicurezza applicato a $\tan(b \cdot \varphi)$

$a=0.80$ - fattore riduttivo della coesione per ottenere l'adesione terreno-fondazione

$N' = N \cdot \cos(\alpha) + V_y \cdot \sin(\alpha)$ - $V'_y = -N \cdot \sin(\alpha) + V_y \cdot \cos(\alpha)$ - α angolo inclinazione base fondazione

Valori numerici dei dati che non si modificano ad ogni combinazione di carico

$N_c =$	50.009	$N_q =$	37.171	$N_y =$	39.242
$c' =$	0.00 kPa	$q =$	9.00 kPa	$\gamma =$	12.89 kN/m ³

Descrizione simbologia ed opzioni speciali

Riferimento globale: asse X parallelo ad L, Y parallelo a B, asse Z verticale

Riferimento locale: asse X parallelo ad L, Y parallelo a B, asse Z ortogonale alla base fondazione (eventualmente inclinata)

Combinazione di carico: 1

	N (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	V_x (kN)	V_y (kN)			
	1080.00					Riferimento globale	$B'=13.50$ m	
	1080.00					Riferimento locale	$L'=1.00$ m	
	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	1.045	1.127	1.000	1.000	1.000			1.178
q	1.043	1.124	1.000	1.000	1.000			1.173
y	0.970	1.000	1.000	1.000	1.000			0.970
$q_{\text{ult}} =$	637.72 kPa		$Q_{\text{ult}} =$	8609.23 kN		$R = Q_{\text{ult}}/N = 7.972 > R3=3.0$		
$H =$	0.00 kN		$R_{\text{scorr}} =$	781.14 kN		$R = R_{\text{scorr}}/H = \text{Infinito} > R3=1.3$		

Combinazione di carico: 2

	N (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	V_x (kN)	V_y (kN)			
	675.00				37.80	Riferimento globale	$B'=13.50$ m	
	675.00				37.80	Riferimento locale	$L'=1.00$ m	
	Fattori s	Fattori d	Fattori i	Fattori b	Fattori g	Fattori p	Fattori e	Globali
c	1.039	1.127	0.864	1.000	1.000			1.012
q	1.038	1.124	0.868	1.000	1.000			1.012
y	0.964	1.000	1.000	1.000	1.000			0.964
$q_{\text{ult}} =$	582.25 kPa		$Q_{\text{ult}} =$	7860.43 kN		$R = Q_{\text{ult}}/N = 11.645 > R3=3.0$		
$H =$	37.80 kN		$R_{\text{scorr}} =$	488.21 kN		$R = R_{\text{scorr}}/H = 12.916 > R3=1.3$		

Minimo coefficiente R

Combinazione di carico: 1 (Capacità portante)

$q_{\text{ult}} =$ **637.72 kPa** $Q_{\text{ult}} =$ **8609.23 kN** $R = Q_{\text{ult}}/N = 7.972 > R3=3.0$

Combinazione di carico: 2 (Verifica a scorrimento)

$H =$ **37.80 kN** $R_{\text{scorr}} =$ **488.21 kN** $R = R_{\text{scorr}}/H = 12.916 > R3=1.3$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-R0-TR16-0X-003-A02 Relazione geologica, geotecnica
	Foglio 18 di 21

Teoria	qlim [kPa]	qult [kPa]	Fs
Terzaghi '43	735.62	81.8	9.195
Vesic '75	741.44	81.8	9.27
Brinch Hansen '70	637.72	81.8	7.97
Meyerhof'63	693.90	81.8	8.674
Richards'93	666.52	81.8	8.332

10.CALCOLO DEI CEDIMENTI

Il calcolo dei cedimenti dei rilevati è stato effettuato secondo la teoria del cedimento elastico.

I rilevati sono schematizzati come strisce di carico aventi uno sviluppo longitudinale infinito, mentre la larghezza e il carico dipendono dalla geometria del rilevato alla progressiva di riferimento.

In particolare, considerando scarpate con pendenza 2:3 (V:H), si ha:

$$B_{calcolo} = B + 2 \cdot 3 \cdot H_{ril} / 2$$

$$Q = \gamma_{ril} \cdot A_{ril}$$

in cui:

B : larghezza del rilevato a piano binario ;

A_{ril} : area sezione trasversale rilevato;

γ : peso di volume naturale del materiale da rilevato.

I cedimenti indotti dalla costruzione dei rilevati sono stati valutati solo a breve termine. In quanto le permeabilità misurate, i sondaggi e le prove di laboratorio, evidenziano che una risposta non drenata legata a basse permeabilità può essere esclusa.

10.1. Criteri di calcolo del cedimento immediato

Per il caso di materiale granulare, gli spostamenti verticali indotti sono calcolati mediante l'espressione:

$$s_t = \sum_1^n \frac{[\Delta\sigma_{z,i} - \nu'(\Delta\sigma_{x,i} + \Delta\sigma_{y,i})] h_i}{E'_i}$$

con:

s_t = cedimento totale;

$\Delta\sigma_{z,i}$, $\Delta\sigma_{x,i}$, $\Delta\sigma_{y,i}$ = incrementi di sforzo indotti dal carico di rilevato nello strato i-esimo, calcolati mediante la teoria dell'elasticità, secondo le soluzioni di Boussinesq;

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-R0-TR16-0X-003-A02 Relazione geologica, geotecnica
	Foglio 19 di 21

h_i = spessore dello strato i -esimo;

E'_i = modulo di Young dello strato i -esimo;

ν' = coefficiente di Poisson dello strato i -esimo = 0.25;

n = numero di strati, appartenenti al volume di terreno interessato dagli spostamenti.

La sommatoria viene estesa fino ad una profondità pari a circa $2B$, in quanto si ritiene che a questa profondità non si abbiano apprezzabili variazioni dello stato tensionale litostatico.

10.2. Cedimenti del rilevato alla pk 47+900

Nel seguito si riportano i risultati del calcolo dei cedimenti del rilevato con riferimento alla sezione di calcolo alla pk 47+900. Per la caratterizzazione geotecnica del terreno si è fatto riferimento a quanto riportato nella relazione geotecnica contenente i parametri geotecnici definiti a partire dai risultati delle indagini geognostiche. I parametri geotecnici assunti per il calcolo dei cedimenti sono i seguenti:

Tabella 7. Parametri di deformabilità per il calcolo dei cedimenti – Sezione pk 47+900

Unità geotecnica	E_0' [MPa]	E_u [MPa]
LS	6	60
GS	15	150
GA	13.5	135
GS/GA	35	350

Lo strato limoso sabbioso risulta maggiormente deformabile rispetto agli strati sottostanti. In fase costruttiva si ritiene che gran parte di questo venga rimosso (spessore di circa 4 m). Pertanto i calcoli sono stati eseguiti assumendo che il piano di posa del rilevato coincida con lo strato di limi sabbiosi ma che lo spessore degli stessi sia contenuto a 2 m. Inoltre si suppone, cautelativamente che la rigidità degli stessi sia pari alla metà della rigidità minima calcolata. Questa approssimazione è notevolmente cautelativa.

Il cedimento totale ottenuto è dell'ordine di 1.3 cm se si ipotizza agente il solo peso proprio del rilevato. Tale cedimento è immediato e si svilupperà durante le fasi di messa in opera del rilevato, potrà quindi essere compensato in fase costruttiva dello stesso. Il cedimento incrementale dovuto al carico mobile (50 kPa) vale circa 1.7 cm e risulta ancora compatibile con la funzionalità dell'opera.

Riepilogo calcolo:

FONDAZIONE NASTRIFORME	combinazione		
	B (m)	L (m)	N (kPa)
	13.50	1.00	30

Dove :

$$N = \gamma_{ril} \cdot \frac{A_{ril}}{B} = 30 \text{ KPa}$$

CALCOLO CEDIMENTI

PARAMETRI GEOTECNICI:	profondità (m)	spessore (m)	gamma t (kN/mc)	Eu (kPa)	E' (kPa)	Poisson u	Poisson'
Strato							
1 - Limo Sabbioso	0.00	2.00	18.00	60000	6000	0.25	0.25
2 - Ghiaia medio grossa sabbiosa	2.00	8.50	20.00	45000	15000	0.25	0.25
3 - Ghiaia mesio grossa argillosa	10.50	3.50	20.00	40500	13500	0.25	0.25
4 - Ghiaia medio grossa sabbiosa/limosa	14.00	7.25	20.00	105000	35000	0.25	0.25
4 - Ghiaia medio grossa sabbiosa/limosa	21.25	-	0.00	0	0	0.25	0.25

TENSIONE LITOSTATICA:	
Gamma w (kN/mc):	0
Gamma t (kN/mc):	18.00
profondità falda (m):	9
profondità piano di posa dal p.c. (m):	0
Tensione verticale litostatica (kPa):	0.00

PARAMETRI GEOMETRICI:	
Larghezza fondazione secondo x (m):	13.50
Larghezza fondazione secondo y (m):	1.00
Carico verticale (kPa):	30
Momento x (kNm):	0
Momento y (kNm):	0
Eccentricità del carico in x (m):	0.000
Eccentricità del carico in y (m):	0.000
Base ridotta fondazione in x (m):	13.500
Base ridotta fondazione in y (m):	1.000
Carico assiale (kPa):	30.00
Carico netto (kPa):	30.00

Nel seguito è riportato l'andamento con la profondità delle curve di trasferimento di carico e l'andamento delle deformazioni verticali e orizzontali con la profondità nella condizione di soli pesi propri. Come si nota alla profondità indagata le deformazioni risultano praticamente nulle.

