

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**

**Interferenza Viabilità EX SS10 Tratto 0  
Relazione Geotecnica**

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI
Consorzio <b>Cociv</b> Ing. N. Meistro	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 4	E	C V	R B	I V 1 9 0 X	0 0 1	A

**Progettazione:**

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
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	

n.Elab.:	File:IG51-04-E-CV-RB-IV19-0X-001-A02.DOCX
----------	---

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p><b>CODIV</b> Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p>IG51-04-E-CV-RB-IV19-0X-001-A02</p> <p><b>Relazione Geotecnica</b></p> <p>Foglio 2 di 52</p>

## INDICE

1.	INTRODUZIONE .....	4
2.	DESCRIZIONE GENERALE .....	4
3.	PROFILO STRATIGRAFICO E STRATIGRAFIA DI PROGETTO.....	6
3.1.	Inquadramento geologico.....	6
3.2.	Indagini in sito considerate.....	8
3.3.	Stratigrafia.....	9
3.4.	Parametrizzazione geotecnica .....	10
3.5.	Caratteristiche materiali geotecnici utilizzati nel calcolo geotecnico .....	11
4.	IDROGEOLOGIA E LIVELLI DI FALDA .....	13
5.	PERICOLOSITÀ SISMICA .....	15
6.	NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO.....	15
	Normative, raccomandazioni e strumenti territoriali di riferimento .....	15
7.	DESCRIZIONE MODALITA' DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE .....	17
8.	VERIFICA GEOTECNICHE SOTTOSTRUTTURE.....	18
8.1.	Spalla A fissa .....	18
8.1.1.	Premessa.....	18
8.1.2.	Azioni di calcolo sulla spalla.....	18
8.2.	Spinta delle terre in condizioni statiche e sismiche .....	23
8.2.1.	Analisi globale della spalla .....	24
8.2.2.	Verifica dei pali di fondazione .....	26
8.2.3.	Ripartizione delle forze verticali .....	28
8.2.4.	Verifiche carico limite .....	29
8.2.5.	Verifica per carichi trasversali .....	31
8.2.6.	Verifica cedimenti ammissibili .....	35
8.3.	PILA 4 FISSA.....	37
8.3.1.	Premessa.....	37

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p><b>CODIV</b> Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p>IG51-04-E-CV-RB-IV19-0X-001-A02</p> <p><b>Relazione Geotecnica</b></p>

8.3.2.	Azioni di calcolo sulla pila .....	37
8.4.	Spinta delle terre in condizioni statiche e sismiche .....	40
8.4.1.	Analisi globale della pila.....	41
8.4.2.	Verifica dei pali di fondazione .....	43
8.4.3.	Ripartizione delle forze verticali .....	44
8.4.4.	Verifiche carico limite .....	44
8.4.5.	Verifica per carichi trasversali .....	47
8.5.	Verifica cedimenti ammissibili .....	51

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p>IG51-04-E-CV-RB-IV19-0X-001-A02</p> <p>Relazione Geotecnica</p> <p>Foglio 4 di 52</p>

## 1. INTRODUZIONE

La presente relazione ha per oggetto le spalle del Cavalcaferrovia IV19 al km 52+228,602 della tratta A.V./A.C. Milano-Genova – Terzo Valico dei Giovi, opera che si sviluppa tra le progressive 0+206.842 e 0+433.742.

## 2. DESCRIZIONE GENERALE

Il ponte poggia su due spalle e sei pile: La prima spalla (A), fissa, si trova alla progressiva 0+217.29, l'altra (B) fissa alla progressiva 0+423.28, la prima pila (1), si trova alla progressiva 0+247.29, la seconda (2) alla progressiva 0+277.29, la terza (3) alla pk 0+301.29, la quarta pila quella fissa (4) alla pk 0+339.29, la quinta (5) alla pk 0+363.29, la sesta e ultima alla pk 0+393.29.

Nella presente relazione vengono riportate le sole verifiche geotecniche relative alle fondazioni delle strutture suddette.

Tutti gli elementi strutturali sono stati verificati per un sisma di terza categoria (S=6).

Le due spalle hanno dimensioni sostanzialmente simili: sono indicate con il nome di “spalla A”, quella fissa, e di “spalla B”, quella mobile.

Nella presente relazione verranno eseguite le verifiche sulla sola spalla fissa, spalla A. Le fondazioni della spalla mobile, spalla B, avranno le stesse caratteristiche di quelle della spalla fissa. Allo stesso modo verrà verificata la pila maggiormente sollecitata per sforzi assiali e trasversali.

Le spalle hanno un plinto di fondazione rettangolare di cemento armato sul quale insistono il muro di testata al quale sono connessi 2 muri andatori, necessari al contenimento del rilevato a tergo della spalla.

### Spalla

Il plinto di fondazione ha dimensioni in pianta di 13.20 m, in direzione dell'asse del viadotto, e di 14.9 m, in direzione perpendicolare ad esso, ha spessore 1.50 m ed è fondato su 18 pali Trelicon del diametro  $\varnothing$  1200 mm e lunghezza 21 m. I pali sono disposti con una maglia a quinconi 3x4 + 2x3 rispettivamente la prima maglia prevede 4 pali in direzione dell'asse del viadotto a interasse pari a 3.6 m e 3 pali in direzione perpendicolare all'asse del viadotto a interasse pari a 6.25 m. La seconda prevede 3 pali in direzione dell'asse del viadotto a interasse pari a 3.6 m e 2 pali in direzione perpendicolare all'asse del viadotto a interasse pari a 6.26 m.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
	<p>IG51-04-E-CV-RB-IV19-0X-001-A02</p> <p>Relazione Geotecnica</p>	<p>Foglio 5 di 52</p>

I muri andatori hanno lunghezza di 10.15 m, spessore di 1.4 m fino a 6.0 m di altezza e di 0.9 fino alla sommità e altezza variabile.

Il muro di testata è lungo 12.5 m, ha un'altezza di 7.00 m e spessore costante di 1.20 m fino alla quota alla quale parte il muro paraghiaia, il quale sporge di 0.50 m, ha uno spessore di 0.50 m ed è alto complessivamente 2.45 m.

Sul muro di testata sono disposti i baggioli per il posizionamento dei dispositivi di appoggio dell'impalcato.

### **Pila**

Il plinto di fondazione ha dimensioni in pianta di 9.60 m, in direzione dell'asse del viadotto, e di 6.40 m, in direzione perpendicolare ad esso, ha spessore 2.00 m ed è fondato su 6 pali Trelicon del diametro  $\varnothing$  1200 mm e lunghezza 21 m. I pali sono disposti con una maglia 2x3, rispettivamente con 2 pali in direzione dell'asse del viadotto a interasse pari a 3.6 m e 3 pali in direzione perpendicolare all'asse del viadotto a interasse pari a 3.4 m.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV19-0X-001-A02 Relazione Geotecnica
	Foglio 6 di 52

### 3. PROFILO STRATIGRAFICO E STRATIGRAFIA DI PROGETTO

#### 3.1. 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:

- 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).

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
	<p>IG51-04-E-CV-RB-IV19-0X-001-A02</p> <p>Relazione Geotecnica</p>	<p>Foglio 7 di 52</p>

- 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  $2 \times 10^{-4}$  m/s e  $8 \times 10^{-4}$  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  $1 \times 10^{-6}$  e  $1 \times 10^{-3}$  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:  $5.41 \times 10^{-6}$  m/s;
- da 16.5 a 18.5 m da pc:  $2.87 \times 10^{-8}$  m/s;
- da 25.5 a 27.0 m da pc:  $1.91 \times 10^{-8}$  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  $5 \times 10^{-3}$ . 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 - 8.5 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-RB-IV19-0X-001-A02 Relazione Geotecnica
	Foglio 8 di 52

### 3.2. Indagini in sito considerate

Nella zona 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)
XA301R094	131.822	30
XA301R095	129.185	30
XA301R096	128.183	30
XA301R097	125.184	30
XA301R098	152.200	30
XA301R099	124.582	40
XA301R100	121.427	30
XA301R102	119.718	40
XA301R103	118.427	50
XA301R104	117.77	40
XA301R105	117.352	50
XA301R106	115.98	40

**Tabella 1. Sondaggi nell'area di realizzazione dell'opera..**

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)
<b>SI13</b>	52+960	151.520	30
<b>SI14</b>	53+100	117.566	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-RB-IV19-0X-001-A02 <b>Relazione Geotecnica</b>
	Foglio 9 di 52

### 3.3. 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.

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 <sub>SPT</sub> (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-RB-IV19-0X-001-A02 <b>Relazione Geotecnica</b>
	Foglio 10 di 52

### 3.4. 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 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	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 $\phi'$ (°)	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.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV19-0X-001-A02 Relazione Geotecnica
	Foglio 11 di 52

### 3.5. 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.	3.5	Limo sabbioso
GS	3.5	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	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi'$ (°)	$G_{ur}$ (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	13
Limo argillose	LA	21	30	22	50.0	5.0

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

dove:

- $\gamma$  = peso dell'unità di volume del terreno;
- $c'$  = coesione in termini di pressioni effettive;
- $\phi'$  = angolo di attrito in termini di pressioni effettive;
- $G_{ur}$  = modulo di deformabilità a taglio a piccole deformazioni;
- $G_{50}$  = modulo di deformabilità a taglio operativo.

#### 4. 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 -8.5 m dal p.c. Cautelativamente si sono svolti i calcoli ponendo la falda a 2.5 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).

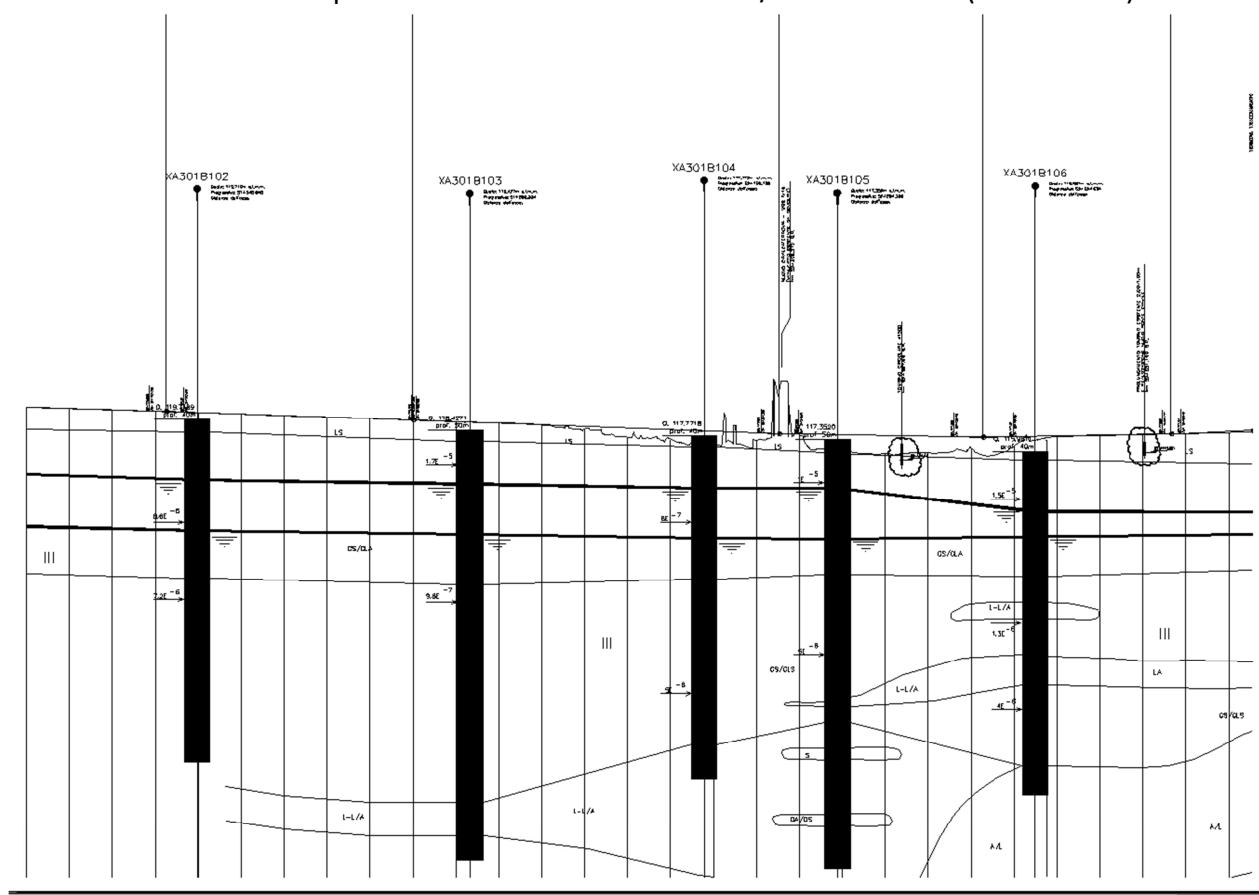


Figura 1. Caratteristiche idrogeologiche dell'area in esame

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG51-04-E-CV-RB-IV19-0X-001-A02</p> <p>Relazione Geotecnica</p>	<p>Foglio</p> <p>14 di 52</p>

Nel dettaglio, è possibile osservare come:

- gli strati superficiali (LS, GS) sono caratterizzati da una permeabilità tipica di materiali grossolano 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;
- gli strati sottostanti risultano caratterizzati da una 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 SI11).

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
	<p>IG51-04-E-CV-RB-IV19-0X-001-A02</p> <p>Relazione Geotecnica</p>	<p>Foglio 15 di 52</p>

## 5. 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.

## 6. NORMATIVA E DOCUMENTI DI RIFERIMENTO

### 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>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
	<p>IG51-04-E-CV-RB-IV19-0X-001-A02</p> <p><b>Relazione Geotecnica</b></p>	<p>Foglio 16 di 52</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  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV19-0X-001-A02 Relazione Geotecnica
	Foglio 17 di 52

## 7. DESCRIZIONE MODALITA' DELLE VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche geotecniche sono state condotte in piena osservanza di quanto previsto dalle Normative sopra elencate. Il calcolo di verifica è stato eseguito in maniera analitica secondo le metodologie e le formulazioni riportate nei capitoli e paragrafi specifici. Si riporta di seguito la sintesi delle verifiche eseguite sulle opere di fondazione delle sottostrutture e sui cedimenti:

Sottostruttura	Verifica	Combinazione di carico maggiormente gravosa	Fattore di sicurezza minimo
Spalla fissa Cavalcaferrovia	Portanza verticale pali di fondazione	II	3.60
	Portanza orizzontale pali di fondazione	VI	2.99
Pila 4 fissa	Portanza verticale pali di fondazione	IIB	4.12
	Portanza orizzontale pali di fondazione	IIB	6.00

Sottostruttura	Cedimento massimo	$W_{0-p.p}$	$W_{0-es}$	$W_{g-max}$	$W_{g-med}$
Spalla fissa Cavalcaferrovia	Singolo palo	0.74	0.93	-	-
	Gruppo	-	-	4.37	3.03
Pila 4 fissa	Singolo palo	0.04	0.04	-	-
	Gruppo	-	-	0.14	0.07

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>CODIV Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
	<p>IG51-04-E-CV-RB-IV19-0X-001-A02</p> <p>Relazione Geotecnica</p>	<p>Foglio 18 di 52</p>

## 8. VERIFICA GEOTECNICHE SOTTOSTRUTTURE

### 8.1. Spalla A fissa

#### 8.1.1. Premessa

Le verifiche delle spalle sono state eseguite sia nelle condizioni di stato limite ultimo statico che in presenza di sisma. Nelle condizioni di esercizio si sono eseguite delle verifiche nei confronti dei massimi cedimenti ammissibili.

Lo stato di sollecitazione nella spalla è stato valutato sommando ai pesi strutturali e permanenti componenti la spalla (zattera di fondazione, trave paraghiaia, muri andatori e terreno di riempimento) i carichi permanenti e di esercizio trasmessi dall'impalcato su di essa gravante.

La dislocazione dei carichi da traffico stradale è tale da massimizzare le azioni verticali, i tagli e le sollecitazioni flettenti.

La spalla A è dotata di apparecchi di appoggio a comportamento rigido per le traslazioni in direzione longitudinale e trasversale, pertanto l'impalcato trasmette azioni in entrambe le direzioni orizzontali principali considerate.

La spalla B è invece dotata di apparecchi di appoggio con spostamenti consentiti in direzione longitudinale ed impediti in direzione trasversale, pertanto l'impalcato trasmette azioni soltanto in quest'ultima direzione.

#### 8.1.2. Azioni di calcolo sulla spalla

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 dei singoli elementi componenti la spalla e sono stati adottati i seguenti parametri:

Caratteristiche dei materiali

$\gamma_{cls} = 25.0 \text{ KN/m}^3$  peso specifico c.a.

$\gamma_t = 20.0 \text{ KN/m}^3$  peso specifico rilevato artificiale

Nel seguente prospetto sono riportati i pesi propri degli elementi strutturali nonché del terreno di riempimento e le eccentricità dei centri di massa nei confronti del baricentro dell'intradosso della platea di fondazione.

Nel prosieguo del seguente paragrafo sarà adottato un sistema di riferimento, così definito:

1: asse parallelo all'asse viadotto, orientato dalla spalla A alla spalla B

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV19-0X-001-A02 <b>Relazione Geotecnica</b> Foglio 19 di 52

2: asse trasversale all'asse viadotto, orientato in modo da formare una terna sinistrorsa con gli assi n e z

3: asse verticale, orientato verso l'alto.

#### AZIONI VERTICALI PROVENIENTI DALLA SPALLA

##### PARAGHIAIA

spessore	0.50	[m]
altezza	2.45	[m]
lunghezza	12.50	[m]
peso	<b>382.81</b>	[kN]
eccentricità rispetto all'asse della zattera di fondazione	2.75	[m]
momento flettente rispetto all'asse della zattera	<b>1 052.73</b>	[kNm]

##### MURO FRONTALE

spessore	1.20	[m]
altezza	4.50	[m]
lunghezza	12.50	[m]
peso	<b>1 687.50</b>	[kN]
eccentricità rispetto all'asse della zattera di fondazione	4.15	[m]
momento flettente rispetto all'asse della zattera	<b>7 003.13</b>	[kNm]

##### MURI ANDATORI

spessore porzione superiore	0.90	[m]
altezza porzione superiore	5.00	[m]
lunghezza porzione superiore	10.15	[m]
spessore porzione inferiore	1.40	[m]
altezza porzione inferiore	1.95	[m]
lunghezza porzione inferiore	10.15	[m]
numero muri andatori	2.00	
peso	<b>3 669.23</b>	[kN]
eccentricità rispetto all'asse della zattera di fondazione	-0.85	[m]
momento flettente rispetto all'asse della zattera	<b>-3 118.84</b>	[kNm]

##### ORECCHIE

spessore	0.00	[m]
superficie	0.00	[m <sup>2</sup> ]
peso	0.00	[kN]
ascissa del baricentro rispetto all'asse della zattera	-9.81	[m]
ordinata del baricentro rispetto all'asse della zattera	0.00	[m]
momento flettente rispetto all'asse della zattera	<b>0.00</b>	[kNm]

##### ZATTERA DI FONDAZIONE

spessore	1.50	[m]
larghezza	14.90	[m]
lunghezza	13.20	[m]
peso	<b>7 375.50</b>	[kN]
aggetto del piede di valle	1.85	[m]
aggetto del piede di monte	10.15	[m]

##### TERRENO DI RINTERRO

peso per unità di volume	20.00	[kN/m <sup>3</sup> ]
larghezza porzione superiore	10.15	[m]
lunghezza porzione superiore	10.70	[m]
altezza porzione superiore	5.00	[m]
larghezza porzione inferiore	10.15	[m]
lunghezza porzione inferiore	9.70	[m]

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG51-04-E-CV-RB-IV19-0X-001-A02 <b>Relazione Geotecnica</b>		Foglio 20 di 52

altezza porzione inferiore	1.95	[m]
peso	<b>14 700.25</b>	[kN]
eccentricità rispetto all'asse della zattera di fondazione	-0.85	[m]
momento flettente rispetto all'asse della zattera	<b>-12 495.21</b>	[kNm]

#### SOVRACCARICHI PERMANENTI PORTATI

peso della pavimentazione per unità di superficie	6.40	[kN/m <sup>2</sup> ]
larghezza	10.15	[m]
lunghezza	12.50	[m]
peso	<b>812.00</b>	[kN]
eccentricità rispetto all'asse della zattera di fondazione	-0.85	[m]
momento flettente rispetto all'asse della zattera	<b>-690.20</b>	[kNm]

#### SOVRACCARICHI ACCIDENTALI

carichi accidentali	20.00	[kN/m <sup>2</sup> ]
larghezza	10.15	[m]
lunghezza	12.50	[m]
peso	<b>2 537.50</b>	[kN]
eccentricità rispetto all'asse della zattera di fondazione	-0.85	[m]
momento flettente rispetto all'asse della zattera	<b>-2 156.88</b>	[kNm]

#### AZIONI VERTICALI PROVENIENTI DALL'IMPALCATO

#### GEOMETRIA IMPALCATO

numero travi	3	
luce campata di riva	30.00	[m]
coefficiente di influenza verticale	0.50	
Interasse travi principali	3.65	
eccentricità rispetto all'asse della zattera di fondazione	4.05	[m]

#### CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI

scarico sull'appoggio 1	1 006.38	[kN]
scarico sull'appoggio 2	752.13	[kN]
scarico sull'appoggio 3	1 006.38	[kN]
reazione totale	<b>2 764.89</b>	[kN]
momento flettente rispetto all'asse della zattera	<b>11 197.79</b>	[kNm]
momento flettente trasversale	<b>0.00</b>	[kNm]

#### CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

scarico sull'appoggio 1	853.36	[kN/m]
scarico sull'appoggio 2	545.55	[kN/m]
scarico sull'appoggio 3	237.74	[kN/m]
reazione totale	<b>1 636.65</b>	[kN]
momento flettente rispetto all'asse della zattera	<b>6 628.43</b>	[kNm]
momento flettente trasversale	<b>2 247.01</b>	[kNm]

#### CARICHI MOBILI (Q<sub>ik</sub> e q<sub>ik</sub>)

larghezza carreggiata	9.50	[m]
eccentricità asse carreggiata	0.00	[m]
numero corsie convenzionali	3.00	
larghezza di una corsia convenzionale	3.00	[m]
larghezza zona rimanente	0.50	[m]
numero di appoggi	3	
interasse trasversale appoggi	3.65	[m]

CONFIGURAZIONE 1 - r<sub>4</sub> (N<sub>max</sub> + M<sub>tmax</sub> + MI)  
 Appoggio 1

691.21	[kN]
--------	------

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV19-0X-001-A02 <b>Relazione Geotecnica</b> Foglio 21 di 52

Appoggio 2	1 339.66	[kN]
Appoggio 3	540.42	[kN]
Azione normale totale	<b>2 571.29</b>	[kN]
Momento flettente trasversale totale fondazione:	<b>10 413.74</b>	[kNm]
Momento flettente longitudinale totale fondazione:	<b>550.37</b>	[kNm]

**CONFIGURAZIONE 2 -  $r_s(N + Mt + Ml_{max})$**

Appoggio 1	1 203.86	[kN]
Appoggio 2	780.38	[kN]
Appoggio 3	80.67	[kN]
Azione normale totale	<b>2 064.91</b>	[kN]
Momento flettente trasversale totale fondazione:	<b>8 362.87</b>	[kNm]
Momento flettente longitudinale totale fondazione:	<b>4 099.64</b>	[kNm]

**AZIONI ORIZZONTALI PROVENIENTI DALLA SPALLA**

**SPINTA DEL CUNEO DI TERRENO**

angolo di attrito del terreno - valore caratteristico	35.00	[°]
angolo di attrito terreno - parete	23.33	[°]
coefficiente di spinta a riposo	0.426	
componente orizzontale del coefficiente di spinta a riposo	0.392	
altezza di terreno non spingente	0.00	[m]
spinta orizzontale terreno	<b>3 494.70</b>	[kN]
momento terreno base zattera	<b>9 843.40</b>	[kNm]

**SOVRACCARICHI PERMANENTI PORTATI**

carico uniformemente distribuito per unità di superficie	6.40	[kN/m <sup>2</sup> ]
spinta orizzontale carichi permanenti portati	<b>264.69</b>	[kN]
momento carichi permanenti portati base zattera	<b>1 118.30</b>	[kNm]

**SOVRACCARICHI ACCIDENTALI**

carico uniformemente distribuito per unità di superficie	20.00	[kN/m <sup>2</sup> ]
spinta orizzontale carichi permanenti portati	<b>827.15</b>	[kN]
momento carichi permanenti portati base zattera	<b>3 494.70</b>	[kNm]

**AZIONI ORIZZONTALI PROVENIENTI DALL'IMPALCATO**

**ATTRITO DEI VINCOLI**

tipologia appoggio longitudinale	APPOGGI	
sforzo normale permanente	2 764.89	[kN]
sforzo normale permanente non strutturale	1 636.65	[kN]
coefficiente d'attrito	0.03	
attrito carichi permanenti	<b>82.95</b>	[kN]
attrito carichi permanenti non strutturali	<b>49.10</b>	[kN]
altezza media baggiolo	0.20	[m]
eccentricità rispetto alla base della fondazione	6.20	[m]
momento base zattera carichi permanenti	<b>514.27</b>	[kNm]
momento base zattera carichi permanenti non strutturali	<b>304.42</b>	[kNm]

**FRENATURA/ACCELERAZIONE**

lunghezza totale dell'impalcato	60.00	[m]
azione di frenatura/accelerazione	195.00	[kN]
coefficiente di influenza longitudinale	1.00	
eccentricità rispetto alla base della fondazione	6.20	[m]
momento base zattera	<b>1 209.00</b>	[kNm]

**VENTO TRASVERSALE**

pressione del vento	2.50	[kN/m <sup>2</sup> ]
---------------------	------	----------------------

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV19-0X-001-A02 <b>Relazione Geotecnica</b> Foglio 22 di 52

altezza superficie investita	5.28	[m]
lunghezza totale impalcato	60.00	[m]
coefficiente di influenza trasversale	0.25	
azione trasversale del vento	<b>792.00</b>	[kN]
eccentricità rispetto alla base della fondazione	6.20	[m]
momento base zattera	<b>4 910.40</b>	[kNm]

### AZIONE SISMICA

#### PARAMETRI DI ANALISI

coefficiente sismico orizzontale	0.062
coefficiente sismico verticale	0.125

#### IMPALCATO

peso proprio dell'impalcato	11 059.55	[kN]
carichi permanenti portati	6 546.60	[kN]
peso sismico totale impalcato scaricato sulla spalla	17 606.15	[kN]
forza sismica longitudinale totale	<b>2 197.25</b>	[kN]
forza sismica trasversale totale	<b>274.66</b>	[kN]
eccentricità rispetto alla base della fondazione	6.20	[m]
momento base zattera (parallelo al viadotto)	<b>13 622.93</b>	[kNm]
momento base zattera (perpendicolare al viadotto)	<b>1 702.87</b>	[kNm]

#### PARAGHIAIA

peso	382.81	[kN]
azione sismica	<b>23.89</b>	[kN]
eccentricità rispetto alla base della fondazione	7.23	[m]
momento base zattera	<b>172.59</b>	[kNm]

#### MURO FRONTALE

peso	1 687.50	[kN]
azione sismica	<b>105.30</b>	[kN]
eccentricità rispetto alla base della fondazione	3.75	[m]
momento base zattera	<b>394.88</b>	[kNm]

#### MURI ANDATORI

peso	3 669.23	[kN]
azione sismica	<b>228.96</b>	[kN]
eccentricità rispetto alla base della fondazione	4.64	[m]
momento base zattera	<b>1 061.88</b>	[kNm]

#### ORECCHIE

peso	0.00	[kN]
azione sismica	<b>0.00</b>	[kN]
eccentricità rispetto alla base della fondazione	0.00	[m]
momento base zattera	<b>0.00</b>	[kNm]

#### ZATTERA DI FONDAZIONE

peso	7 375.50	[kN]
azione sismica	<b>460.23</b>	[kN]
eccentricità rispetto alla base della fondazione	0.75	[m]
momento base zattera	<b>345.17</b>	[kNm]

#### TERRENO DI RINTERRO

peso	14 700.25	[kN]
azione sismica	<b>917.30</b>	[kN]
eccentricità rispetto alla base della fondazione	5.04	[m]
momento base zattera	<b>4 625.30</b>	[kNm]

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p>IG51-04-E-CV-RB-IV19-0X-001-A02</p> <p>Relazione Geotecnica</p> <p>Foglio 23 di 52</p>

### CUNEO DI TERRENO

metodo di analisi		WOOD
coefficiente sismico orizzontale	0.062	
altezza del terreno spingente	8.45	
peso per unità di volume del terreno	20.00	
sovraspinta dinamica del terreno	<b>89.11</b>	[kN]
eccentricità rispetto alla base della fondazione	4.23	[m]
momento base zattera	<b>376.49</b>	[kNm]

## 8.2. Spinta delle terre in condizioni statiche e sismiche

La spinta laterale del terreno viene valutata in regime di spinta a riposo, in quanto la spalla è fondata su pali di grande diametro e non ci sono le condizioni affinché si mobiliti la spinta attiva, ne tanto meno la passiva. Il coefficiente di spinta a riposo è valutato mediante la seguente relazione:

$$k_0 = 1 - \sin \varphi = 0.426$$

Ne consegue che la spinta statica agente a tergo delle spalle vale:

$$S_{stat} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot k_0$$

avendo indicato con :

$\varphi = 35^\circ$  angolo d'attrito interno del terrapieno.

$k_0$  = coefficiente di spinta a riposo.

$H$  = altezza spalla.

$\gamma$  = peso per unità di volume del terreno.

La spinta così calcolata è applicata ad una distanza a partire dalla base della fondazione pari ad  $H/3$ .

In condizioni statiche si considera un sovraccarico accidentale pari a  $Q_{es}=20.00 \text{ kN/m}^2$ . La presenza del sovraccarico  $Q_{es}$  sul terrapieno genera la spinta

$$S_q = Q_{es} \cdot H \cdot k_0$$

applicata ad una distanza a partire dalla base della fondazione pari ad  $H/2$ .

La forza dinamica dovuta in condizioni sismiche è somma della spinta in condizioni statiche più una sovraspinta dinamica calcolata utilizzando la teoria di Wood, valida per i muri completamente vincolati (spalla fondata su pali).

$$\Delta S_{din} = a_g/g \cdot \gamma \cdot H^2$$

dove:

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV19-0X-001-A02 Relazione Geotecnica
	Foglio 24 di 52

$a_g/g = k_h =$  coefficiente sismico orizzontale (definito nel §**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**9)

La spinta così calcolata è applicata ad una distanza a partire dalla base della fondazione pari ad  $H/2$ . Si riportano i parametri caratteristici del terreno, nonché i coefficienti di spinta corrispondenti.

<b>Stratigrafia</b>									
Terreno	$z$ m	$z_{netta}$ m	$\gamma$ kN/mc	$c'$ kPa	$\phi$ °	OCR	$z_w$ m	$k_0$	$ka$
Limo Sabbioso	2	0	18	0	28	1	2	0.531	0.361
Ghiaia argillosa	12.5	10	20	0	34	1	2	0.441	0.283
Ghiaia argillosa	16	13.5	20	0	34	1	2	0.441	0.283
Ghiaia argillosa	20.8	18.3	20	0	34	1	2	0.441	0.283

### 8.2.1. Analisi globale della spalla

Le azioni nominali nel baricentro della platea di fondazione (all'intradosso) sono:

AZIONE		N [kN]	$V_L$ [kN]	$V_T$ [kN]	$M_L$ [kNm]	$M_T$ [kNm]
peso proprio spalla	$g_1$	13 115.04	0.00	0.00	0.00	4 937.02
peso proprio terreno di riinterro	$g_2$	14 700.25	0.00	0.00	0.00	-12 495.21
sovraccarichi permanenti	$g_3$	812.00	0.00	0.00	0.00	-690.20
spinta del terreno	$g_4$	0.00	3 494.70	0.00	0.00	9 843.40
spinta dei sovraccarichi permanenti	$g_5$	0.00	264.69	0.00	0.00	1 118.30
sovraccarichi variabili	$q_1$	2 537.50	0.00	0.00	0.00	-2 156.88
spinta sovraccarichi variabili	$q_2$	0.00	827.15	0.00	0.00	3 494.70
carichi permanenti strutturali impalcato	$r_1$	2 764.89	0.00	0.00	0.00	11 197.79
carichi permanenti non strutturali impalcato	$r_2$	1 636.65	0.00	0.00	2 247.01	6 628.43
attrito dei vincoli carichi permanenti	$r_3$	0.00	132.05	0.00	0.00	818.69
carichi mobili impalcato - max N e $M_T$	$r_4$	2 571.29	0.00	0.00	550.37	10 413.74
carichi mobili impalcato - max $M_L$	$r_5$	2 064.91	0.00	0.00	4 099.64	8 362.87
frenatura/accelerazione	f	0.00	195.00	0.00	0.00	1 209.00
vento trasversale	w	0.00	0.00	792.00	4 910.40	0.00
sisma longitudinale	$e_L$	0.00	4 022.03	0.00	0.00	20 599.24
sisma trasversale	$e_T$	0.00	0.00	2 010.33	8 302.68	0.00

Le azioni risultanti all'intradosso della fondazione tengono conto dell'eccentricità geometriche nel piano orizzontale e verticale. Inoltre si è tenuto conto delle azioni aggiuntive derivanti dal peso proprio della spalla, del riinterro, della spinta del terreno e delle relative eccentricità.



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV19-0X-001-A02 <b>Relazione Geotecnica</b> Foglio 25 di 52

Per il calcolo delle azioni sismiche, alle azioni derivanti dall'impalcato si sono aggiunte le azioni inerziali dovute ai pesi propri della fondazione (strutturali e non) e le azioni aggiuntive di spinta del terreno. Le masse sono state eccitate con un'accelerazione calcolata nel seguente modo:

$$a_g = k_h \cdot g = \frac{(S - 2)}{100} \cdot R \cdot I \cdot \beta \cdot g = \frac{(6 - 2)}{100} \cdot 1 \cdot 1.2 \cdot 1.3 \cdot g = 0.0624 \cdot g$$

dove:

S = 6 - grado di sismicità (comune di Tortona, OPCM 3274/2003: zona 4 → in via cautelativa zona 3)

R = 1 - coefficiente di risposta relativo alla direzione considerata

I = 1.2 - coefficiente di protezione sismica (opera sensibile)

$\beta$  = 1.30 - (valido per le fondazioni)

In accordo con il D.M.1988, si sono eseguite per tutte le combinazioni di carico statiche e dinamiche, le verifiche geotecniche delle fondazioni su pali nei confronti dei seguenti stati limite:

Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;

Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;

Collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione.

Le verifiche sono state eseguite nei confronti delle seguenti combinazioni (in tabella sono riportati i coefficienti):

Comb	I	II	III	IV	V	VI	VII	P.P.
g1	1	1	1	1	1	1	1	1
g2	1	1	1	1	1	1	1	1
g3	1	1	1	1	1	1	1	1
g4	1	1	1	1	1	1	1	1
g5	1	1	1	1	1	1	1	1
q1	0	1	1	1	1	0	0	0
q2	0	1	1	1	1	0	0	0
r1	1	1	1	1	1	1	1	1
r2	1	1	1	1	1	1	1	1
r3	1	1	1	1	1	0	0	0
r4	0	1	0	1	0	0	0	0
r5	0	0	1	0	1	0	0	0
f	0	0	0	1	1	0	0	0
w	1	0.6	0.6	0.2	0.2	0	0	0
eL	0	0	0	0	0	1	0	0
eT	0	0	0	0	0	0	1	0

### 8.2.2. Verifica dei pali di fondazione

La fondazione della spalla in esame è di tipo profondo, su pali Trelicon di diametro 1200 mm disposti verticalmente.

Le azioni di calcolo sui pali sono ottenute sulla base delle sollecitazioni ad intradosso plinto; la ripartizione è effettuata come segue:

Forze verticali: la forza verticale agente su ciascun palo è determinata considerando una ripartizione rigida ad opera della platea di fondazione; quindi, si suppone che una forza verticale si traduca in azioni assiali di compressione;

Forze longitudinali e/o trasversali: si traducono in azioni taglianti alla testa dei pali.

Per maggior chiarezza e per semplice riscontro viene riportato il criterio di calcolo applicato per risalire al massimo sforzo sul singolo palo:

$$Q_i = \frac{F_z}{n} \pm \frac{M_x}{\sum y_i^2} \cdot y_i \pm \frac{M_y}{\sum x_i^2} \cdot x_i$$

$$H_{x,i} = \frac{F_x}{n}$$

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>IG51-04-E-CV-RB-IV19-0X-001-A02</p> <p>Relazione Geotecnica</p>	<p>Foglio</p> <p>27 di 52</p>

$$H_{y,i} = \frac{F_y}{n}$$

Dove:

$F_z$  = carico verticale risultante;

$M_x - M_y$  = momenti risultanti secondo gli assi x e y;

$H_x - H_y$  = carichi orizzontali risultanti secondo gli assi x e y;

$Q_i$  = carico verticale sulla testa del palo i.esimo;

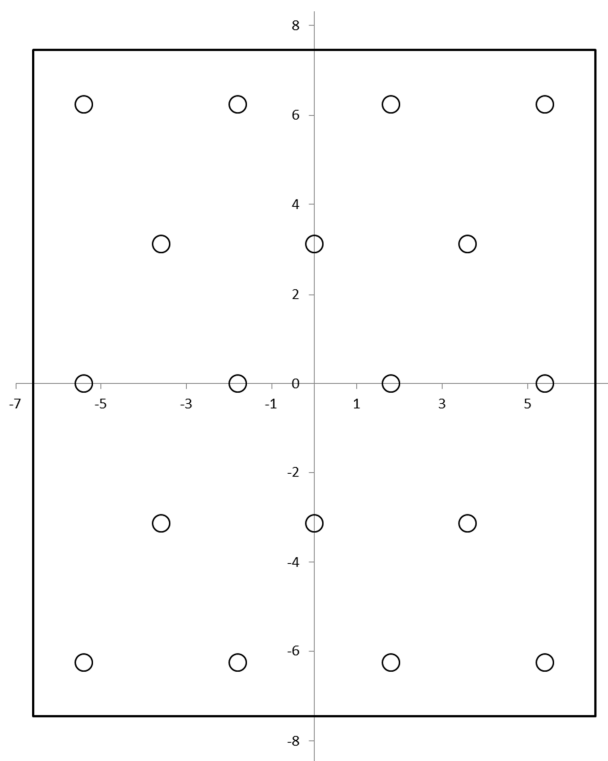
$H_{x-y,i}$  = carico orizzontale sulla testa del palo i.esimo;

$x_i - y_i$  = distanza del baricentro del palo dagli assi principali secondo le direzioni  $X_{GP}$  e  $Y_{GP}$ .

$n$  = numero di pali.

### 8.2.3. Ripartizione delle forze verticali

Pali	x	y
1	-5.4	-6.25
2	-5.4	0
3	-5.4	6.25
4	-3.6	-3.13
5	-3.6	3.13
6	-1.8	-6.25
7	-1.8	0
8	-1.8	6.25
9	0	-3.13
10	0	3.13
11	1.8	-6.25
12	1.8	0
13	1.8	6.25
14	3.6	-3.13
15	3.6	3.13
16	5.4	-6.25
17	5.4	0
18	5.4	6.25



<b>Dati Palo</b>		
<b>L</b>	21	m
<b>d</b>	1.2	m
<b>n° pali</b>	18	

La disposizione in pianta è stata scelta in modo da ottimizzare l'efficienza e da rispettare le prescrizioni del D.M. 88 ( $s \geq 3D$ ). L'intradosso della fondazione è posto a 2.8 m di profondità dal p.c.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV19-0X-001-A02 <b>Relazione Geotecnica</b> Foglio 29 di 52

#### 8.2.4. Verifiche carico limite

Nel rispetto del D.M.1988 , si è verificato per ogni palo e per il gruppo di pali:

$$\frac{R_n}{E_d} = F_s \geq 2.5$$

La resistenza nominale, del singolo palo, nei confronti dei carichi assiali risulta:

$$R_n = S + B - W$$

Dove:

$S$  = resistenza laterale;

$B$  = resistenza alla base;

$W$  = peso proprio del palo calcolato con  $\gamma_{cls,netto} = \gamma_{cls} - \gamma_{terreno}$

La resistenza laterale è stata calcolata tenendo conto delle stratigrafia, delle condizioni idrauliche (quota p.z.), della tecnologia esecutiva del palo. Poiché si è in presenza di terreni a grana grossa dotati di coesione nulla, la resistenza laterale vale:

$$S = \pi d \int_{z_1}^{z_2} \sigma'_h(z) \cdot \mu \, dz$$

Dove:

$$\sigma'_h(z) = k \cdot \sigma'_v(z)$$

$k = 0.7$  - coefficiente empirico che dipende dalla tecnologia esecutiva del palo e dalle caratteristiche del terreno. Per pali trivellati pressati (Trelicon) varia fra 0.7 e 0.9.

$\mu$  = coefficiente d'attrito. Per pali trivellati  $\mu = \tan\phi$ .

$(z_2 - z_1) = L_s = 21 \text{ m}$  lunghezza collaborante del palo.

La punta si intesta in un terreno a grana grossa, per tal motivo si analizzano le sole condizioni drenate, nell'ipotesi di coesione nulla la resistenza alla punta vale:

$$B = \pi d^2 / 4 (N_q^* \cdot \sigma'_v + u)$$

dove:

$u$  = pressione interstiziale alla punta del palo.

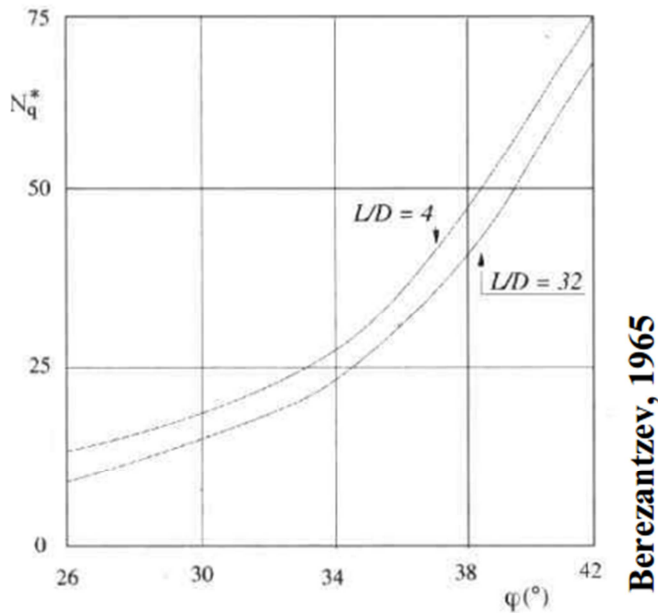
$N_q^* = 20$  coefficiente di Berezantev ridotto per i pali di grande diametro;  $f(\phi', L/d)$ .

$\phi' = \phi - 3 = 31^\circ$  angolo di attrito alla base ridotto (pali trivellati).

$\sigma'_v$  = tensione verticale efficace litostatica alla testa del palo.

La resistenza alla base si considera solo in compressione. Il coefficiente  $N_q^*$  è funzione  $f(\phi, L/d)$ , introdotto da Berezantev, consente di tenere conto del diverso comportamento dei pali trivellati di grande diametro. Per quest'ultimi infatti la resistenza alla punta rappresenta un'aliquota importante

della resistenza totale, ma la completa mobilitazione di questa si ottiene per cedimenti spesso incompatibili con le strutture sostenute. Per tale motivo Berezantzev suggerisce di utilizzare nel progetto il valore dello sforzo alla punta mobilitato in corrispondenza di cedimenti dell'ordine di 0.06-0.1d. Si riporta in figura l'andamento di  $N_q^*$ :



Come si nota i valori di  $N_q^*$  sono notevolmente inferiori a quelli utilizzati comunemente.

La verifica di capacità portante della fondazione, anche in relazione a quanto riportato nel D.M.1988, è cautelativamente svolta trascurando il contributo del plinto di fondazione, considerando quindi le sole caratteristiche dei pali di fondazione.

Si riportano le resistenze ottenute secondo le caratteristiche geometriche e stratigrafiche fin qui considerate:

<b>Resistenza</b>		
Laterale	5092.5	kN
Base	5920.6	kN
Totale caratteristica-compressione	11013.2	kN
Totale caratteristica-trazione	5092.5	kN

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV19-0X-001-A02 Relazione Geotecnica
	Foglio 31 di 52

Il palo maggiormente sollecitato (per sforzo assiale) è soggetto alle seguenti azioni di calcolo:

Combinazione	Nmax	Fs
I	2542.6	4.33
II	3060.3	<b>3.60</b>
III	3046.9	3.61
IV	3053.7	3.61
V	3040.4	3.62
VI	2893.7	3.81
VII	2581.7	4.27
<b>P.P.</b>	2441.9	4.51

Nessun palo è soggetto ad azioni di trazioni in alcun caso. Visto il regime di pressoflessione deviata a cui è sottoposta la spalla, i pali più caricati sono quelli negli angoli sulla diagonale dell'impronta di base della spalla. Le verifiche risultano in ogni caso soddisfatte in quanto

$$F_{smin} \quad 3.60 \quad > 2.5$$

#### 8.2.5. Verifica per carichi trasversali

Il D.M. 88 non prescrive un coefficiente di sicurezza minimo come nel caso di carico limite verticale. La scelta è lasciata al progettista.

Le caratteristiche resistenti dei pali utilizzati sono le seguenti :

<b>Verifica carico limite orizzontale</b>		
<b>SEZIONE CIRCOLARE</b>		
<b>d</b>	1200	mm
$M_{P,Rd}$	2500	kNm
$N_{max}$	1013	kN
L/D	17.50	<b>Palo Lungo</b>

Nei confronti dell'azione tagliante la combinazione più gravosa è quella sismica in direzione longitudinale orientato come l'asse dell'impalcato:

$$VI = \textit{sisma long.}$$

Il taglio massimo agente per palo vale(calcolato secondo §Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.):

<b>Ed-long</b>	432.3	kN
----------------	-------	----

**Ed-trasv**

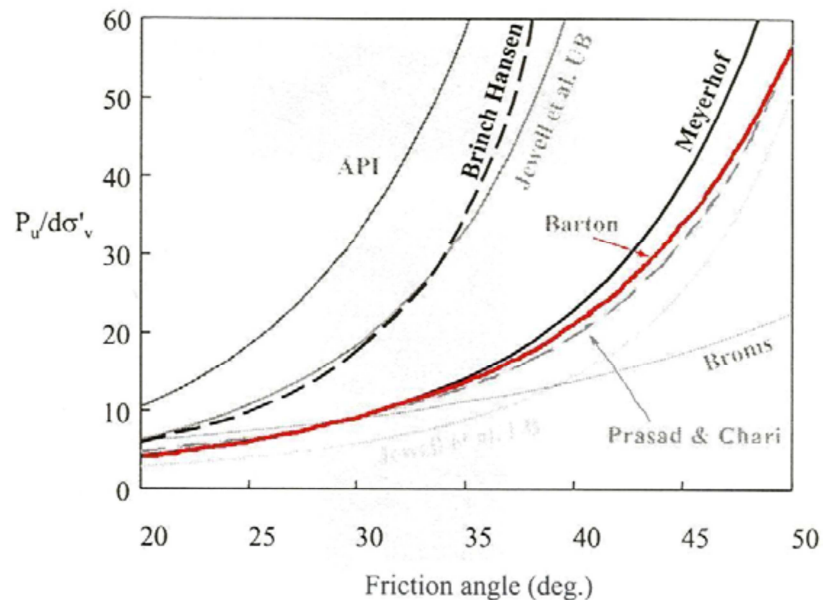
0.00

kN

Il carico limite orizzontale del singolo palo è stato calcolato ipotizzando un meccanismo di rottura di palo lungo ( $L/D = 17.50$ ), con la formazione di due cerniere plastiche. In funzione del momento di plasticizzazione del palo e della distribuzione delle reazioni di contatto con il terreno è stato quindi calcolato il carico limite orizzontale. Per la distribuzione della resistenza  $p$  del terreno con la profondità si è fatto riferimento alla teoria di Barton(1982), quindi:

$$p = k_p^2 \cdot \sigma'_v \cdot D$$

Questa relazione è stata ottenuta conducendo delle prove in centrifuga su pali modello, strumentati con trasduttori di deformazioni per la misura dei momenti flettenti; le prove sono state condotte in sabbie dense uniformi, con angolo d'attrito  $\phi = 43^\circ$ . I valori di resistenza limite ottenuti da Barton (1982) sottostimano i valori misurati di resistenza limite, in media, del 6%.





## CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI GRANULARI PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

### TEORIA DI BASE:

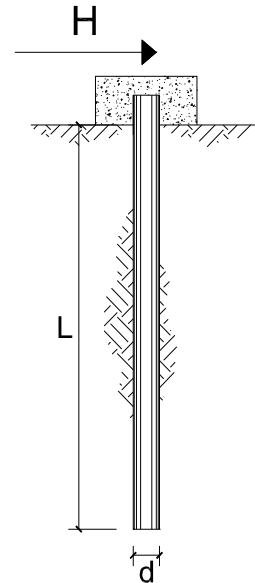
H = carico limite orizzontale

L = lunghezza del palo

d = diametro del palo

$M_y$  = momento di plasticizzazione della sezione

$F_s$  = coefficiente di sicurezza



Il carico limite è funzione della posizione della seconda cerniera plastica, allo stesso modo questa dipende dal carico limite. Si è proceduto ad un calcolo iterativo per determinare la posizione della seconda cerniera plastica e quindi il carico limite orizzontale. Il procedimento per il calcolo di  $H_{lim}$ , si basa sulle stesse ipotesi della teoria di Broms, quindi solo su considerazioni di equilibrio, la novità introdotta da Barton modifica il valore della reazione offerta dal terreno. Si ottiene quindi:

Teoria di	Barton	
$H_{lim-sing. Palo}$	2588.16	kN
<i>efficienza long</i>	0.29	
<i>efficienza trasv</i>	0.31	
<b><math>H_{rid.-long}</math></b>	<b>762.12</b>	kN
<b><math>H_{rid-trasv}</math></b>	<b>793.46</b>	kN

Per il calcolo dell'efficienza del gruppo di pali si è fatto riferimento agli studi di REESE & VAN IMPE (2001). Viene stimata un'efficienza in direzione x (effetto di bordo) e una in direzione y (effetto ombra), tramite le seguenti relazioni:

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV19-0X-001-A02 <b>Relazione Geotecnica</b>
	Foglio 34 di 52

$$e = 0.70 \left(\frac{s}{D}\right)^{0.26} \text{ per } \left(\frac{s}{D}\right) \leq 4.00 \text{ per il palo frontale}$$

$$e = 0.48 \left(\frac{s}{D}\right)^{0.38} \text{ per } \left(\frac{s}{D}\right) \leq 7.00 \text{ per il palo posteriore}$$

Se i pali sono affiancati ortogonalmente alla direzione di applicazione della forza, gli effetti dell'interazione sono simmetrici e valgono:

$$e = 0.64 \left(\frac{s}{D}\right)^{0.34} \text{ per } \left(\frac{s}{D}\right) \leq 3.75$$

L'efficienza del singolo palo, vale:

$$e_j = \prod_{i \neq j=1}^m e_{ij} = e_{1j} \cdot e_{2j} \cdot \dots \cdot e_{mj}$$

Il carico orizzontale che il palo j, può sopportare all'interno del gruppo vale:

$$p_{j,gruppo} = e_j \cdot p_{singolo}$$

Naturalmente i pali interni avranno un'efficienza minore. Il valore utilizzato di efficienze è pari alla media così calcolata:

$$e_{media} = \frac{e_1 + e_2 + \dots + e_n}{n}$$

La teoria utilizzata per il calcolo del carico limite è già di per se fortemente cautelativa, inoltre il calcolo dell'efficienza qui eseguito consente una valutazione molto specifica. Solitamente l'efficienza viene posta forfaitariamente pari a 0.5, tale valore per diversi autori rappresenta un valore limite. I risultati relativi ai valori di efficienza proposti valgono:

Combinazione	Hd-long	Fs-long	Ed-trasv	Ftrasv
I	216.2	3.53	44.0	18.03
II	262.1	2.91	26.4	30.06
III	262.1	2.91	26.4	30.06
IV	273.0	2.79	8.8	90.17
V	273.0	2.79	8.8	90.17
VI	432.3	<b>1.76</b>	0.0	//
VII	208.9	3.65	111.7	7.10
P.P.	208.9	3.65	0.0	//

Per ogni combinazione il carico ammissibile è superiore al taglio massimo. Se si ripetono i calcoli utilizzando il valore minimo di efficienza consigliato si ottiene:

Combinazione	Hd-long	Fs-long	Ed-trasv	Ftrasv
I	216.2	5.99	44.0	29.41
II	262.1	4.94	26.4	49.02
III	262.1	4.94	26.4	49.02
IV	273.0	4.74	8.8	147.05
V	273.0	4.74	8.8	147.05
VI	432.3	<b>2.99</b>	0.0	//
VII	208.9	6.20	111.7	11.59
P.P.	208.9	6.20	0.0	//

Si nota come il coefficiente di sicurezza sia sensibile al valore assunto dall'efficienza. In ogni caso vi è un buon margine di sicurezza. Inoltre il momento resistente è stato calcolato ipotizzando agente lo sforzo normale minimo, tale ipotesi non è vera in quanto ogni palo è sottoposto ad uno sforzo normale diverso, in questo caso superiore a quello utilizzato, che comporta un incremento di momento resistente e quindi di sforzo trasversale massimo. Il coefficiente di sicurezza trovato si ritiene sufficiente.

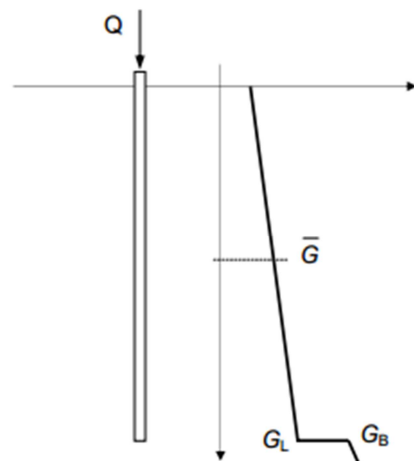
#### 8.2.6. Verifica cedimenti ammissibili

I cedimenti verticali vengono calcolati per il singolo palo, in prima fase, per i soli carichi permanenti portati e strutturali. In questa fase, ovvero non in esercizio, è ancora possibile compensare cedimenti eccessivi o differenziali importanti. D'altra parte si dimostrerà come i cedimenti calcolati in esercizio siano trascurabili rispetto alle condizioni suddette. Per la stima dei cedimenti verticali del singolo palo si fa uso del metodo di Randolph e Wroth (metodo analitico approssimato). Il palo è supposto deformabile e immerso in un mezzo elastico. Il cedimento finale è pari alla somma dei cedimenti dovuti all'interazione fra terreno e superficie laterale più quelli legati alla base del palo. Nell'ipotesi suddette, la relazione che lega cedimenti e carico vale:

$$\frac{Q}{w_0 \cdot r_0 \cdot G_L} = \frac{4 \cdot r_b \cdot G_b}{r_b \cdot G_L (1 - \nu)} + \frac{2\pi \cdot L \cdot \bar{G}}{\zeta \cdot r_0 \cdot G_L}$$

dove:

$$\zeta = \ln \left\{ \left[ 0.25 + \left( 2.5 \frac{\bar{G}}{G_L} (1 - \nu) - 0.25 \right) \frac{G_L}{G_b} \right] \frac{L}{r_b} \right\}$$



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV19-0X-001-A02 <b>Relazione Geotecnica</b> Foglio 36 di 52

Il cedimento del gruppo di pali può essere stimato, empiricamente, nel seguente modo:

$$w_{gruppo} = n \cdot R_g \cdot w_0$$

a secondo del valore di  $R_g$  si può calcolare il cedimento massimo (cautelativo) o quello medio (più probabile):

$$R_{g-max} = \frac{0.5}{R} + \frac{0.13}{R^2}$$

$$R_{g-medio} = 0.3R^{-1.2}$$

$$R = \sqrt{\frac{n \cdot s}{L}}$$

Facendo riferimento al §**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, i dati di partenza sono:

$Q_{p,p}$	2442	kN	$Q_{es}$	3060.29	kN
$r_0$	0.6	m	$G_{media}$	7.8	Mpa
$r_b$	0.6	m	$G_L$	13.0	MPa
$\nu$	0.3		$G_{base}$	13.0	MPa
$L$	21	m	zita	3.598	

I cedimenti del singolo palo valgono:

$w_{0-p.p.}$	<b>0.01</b>	<b>m</b>	$w_{0-es}$	<b>0.01</b>	<b>m</b>
$w_{0-p.p.}$	<b>0.74</b>	<b>cm</b>	$w_{0-es}$	<b>0.93</b>	<b>cm</b>

L'incremento di cedimento dovuto all'entrata in esercizio dell'impalcato vale:

$$\Delta w \quad \mathbf{0.19 \quad cm}$$

Il contributo che carichi mobili e variabili apportano in termini di cedimento può essere ritenuto, quindi, trascurabile.

I cedimenti del gruppo di pali facendo riferimento alle formule precedentemente esposte valgono:

$S_{medio}$	3.6	m	$R$	1.76	
$L$	21	m	$R_{g-max}$	0.33	
$n$	18		$R_{g-medio}$	0.23	cm

$w_{g-max}$	<b>4.37</b>	<b>cm</b>
$w_{g-med}$	<b>3.03</b>	<b>cm</b>

I cedimenti, anche i massimi, possono essere recuperati durante la fase costruttiva. Si fa notare che la rigidezza utilizzata  $G_{50}$ , è pari a 1/10 di quella a piccole deformazioni. Quest'ipotesi è fortemente cautelativa in quanto da osservazioni sperimentali si è visto che il rapporto fra  $G_{ur}$  e  $G_{50}$  varia fra 3÷10. A favore di sicurezza si è scelto il valore più cautelativo, così come si è fatto nella scelta del

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV19-0X-001-A02 <b>Relazione Geotecnica</b> Foglio 37 di 52

valore di riferimento di Gur. In fase di realizzazione della spalla si dovrà tenere conto dell'abbassamento calcolato.

### 8.3. PILA 4 FISSA

#### 8.3.1. Premessa

Le verifiche delle pile sono state eseguite sia nelle condizioni di stato limite ultimo statico che in presenza di sisma. Nelle condizioni di esercizio si sono eseguite delle verifiche nei confronti dei massimi cedimenti ammissibili.

Lo stato di sollecitazione nella pila è stato valutato sommando ai pesi strutturali e permanenti componenti la pila, i carichi permanenti e di esercizio trasmessi dall'impalcato su di essa gravante.

La dislocazione dei carichi da traffico stradale è tale da massimizzare le azioni verticali, i tagli e le sollecitazioni flettenti.

#### 8.3.2. Azioni di calcolo sulla pila

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 dei singoli elementi componenti la pila e sono stati adottati i seguenti parametri:

Caratteristiche dei materiali

$\gamma_{cls} = 25.0 \text{ KN/m}^3$  peso specifico c.a.

$\gamma_t = 20.0 \text{ KN/m}^3$  peso specifico rilevato artificiale

Nel seguente prospetto sono riportati i pesi propri degli elementi strutturali nonché del terreno di riempimento e le eccentricità dei centri di massa nei confronti del baricentro dell'intradosso della platea di fondazione.

Nel prosieguo del seguente paragrafo sarà adottato un sistema di riferimento, così definito:

- 1: asse parallelo all'asse viadotto, orientato dalla pila 1 alla pila 2
- 2: asse trasversale all'asse viadotto, orientato in modo da formare una terna sinistrorsa con gli assi n e z
- 3: asse verticale, orientato verso l'alto.

**PULVINO**

Altezza del pulvino	1.50	[m]
Area della sezione longitudinale del pulvino	11.60	[m <sup>2</sup> ]
Spessore del pulvino	3.00	[m]
Volume del pulvino	34.80	[m <sup>3</sup> ]
Peso proprio del pulvino	<b>870.00</b>	[kN]

**FUSTO**

Altezza del fusto	7.95	[m]
Diametro del fusto	2.40	[m]
Area della sezione trasversale	4.52	[m <sup>2</sup> ]
Volume del fusto	35.96	[m <sup>3</sup> ]
Peso proprio del fusto	<b>899.12</b>	[kN]

**ZATTERA DI FONDAZIONE**

Larghezza della fondazione	6.40	[m]
Lunghezza della fondazione	9.60	[m]
Altezza della fondazione	2.00	[m]
Volume della fondazione	122.88	[m <sup>3</sup> ]
Peso della fondazione	<b>3 072.00</b>	[kN]

**AZIONI TRASMESSE DALL'IMPALCATO**

Interasse tra gli appoggi	4.10	[m]
Altezza dei baggioli	0.22	[m]
Altezza degli appoggi	0.15	[m]

**A. PESI PROPRI TRASMESSI DALL'IMPALCATO**

Scarico sull'appoggio 1	1 473.34	[kN]
Scarico sull'appoggio 2	1 362.20	[kN]
Scarico sull'appoggio 3	1 473.34	[kN]
Azione normale totale	<b>4 308.88</b>	[kN]
Momento flettente trasversale totale	<b>0.00</b>	[kNm]

**B. CARICHI PERMANENTI TRASMESSI DALL'IMPALCATO**

Scarico sull'appoggio 1	882.53	[kN]
Scarico sull'appoggio 2	443.00	[kN]
Scarico sull'appoggio 3	882.53	[kN]
Azione normale totale	<b>2 208.06</b>	[kN]
Momento flettente trasversale totale	<b>0.00</b>	[kNm]

**C. RESISTENZE PARASSITE DEI VINCOLI**

Percentuale di resistenza parassita sui carichi permanenti	3.00%	
Azione normale totale dovuta ai pesi propri dell'impalcato	4 308.88	[kN]
Azione normale totale dovuta ai carichi permanenti dell'impalcato	2 208.06	[kN]
Azione normale totale	6 516.94	[kN]
Altezza di applicazione delle resistenze parassite	11.67	[m]
Azione tagliante longitudinale dovuto alle resistenze parassite	<b>195.51</b>	[kN]
Momento flettente longitudinale dovuto alle resistenze parassite	<b>2 281.58</b>	[kNm]

**D. CARICHI MOBILI (già incrementati del coefficiente dinamico)****Condizione  $N_{max} + M_T$** 

Scarico sull'appoggio 1	1 060.32	[kN]
Scarico sull'appoggio 2	1 050.04	[kN]
Scarico sull'appoggio 3	382.14	[kN]

Azione normale totale	<b>2 492.50</b>	[kN]
Momento flettente trasversale totale	<b>2 780.54</b>	[kNm]

**Condizione  $N + M_{T,max}$** 

Scarico sull'appoggio 1	922.16	[kN]
Scarico sull'appoggio 2	409.99	[kN]
Scarico sull'appoggio 3	-72.95	[kN]

Azione normale totale	<b>1 259.20</b>	[kN]
Momento flettente trasversale totale	<b>4 079.95</b>	[kNm]

**F. AZIONE TRASVERSALE DEL VENTO**

Carico per unità di superficie del vento trasversale	2.50	[kN/m <sup>2</sup> ]
Altezza media della trave	2.00	[m]
Altezza della soletta (compreso di predalles)	0.32	[m]
Altezza della pavimentazione	0.23	[m]
Altezza totale dell'area investita dal vento	5.55	[m]
Lunghezza di travata investita dal vento	31.00	[m]
Superficie di impalcato investita dal vento	172.05	[m <sup>2</sup> ]
Azione tagliante trasversale dovuta al vento	<b>430.13</b>	[kN]
Momento flettente trasversale dovuto al vento	<b>6 277.67</b>	[kNm]

**URTO DA CONVOGLIO FERROVIARIO**

Quota del piano del ferro rispetto allo spiccato del fusto	2.00	[m]
Braccio dell'azione dovuta all'urto	5.80	[m]
Azione longitudinale dovuta all'urto del convoglio ferroviario	750.00	[kN]
Azione trasversale dovuta all'urto del convoglio ferroviario	2 000.00	[kN]
Azione tagliante longitudinale dovuta all'urto del convoglio ferroviario	<b>750.00</b>	[kN]
Momento flettente longitudinale dovuto all'urto del convoglio ferroviario	<b>4 350.00</b>	[kNm]
Azione tagliante trasversale dovuta all'urto del convoglio ferroviario	<b>2 000.00</b>	[kN]
Momento flettente trasversale dovuto all'urto del convoglio ferroviario	<b>11 600.00</b>	[kNm]

**AZIONE SISMICA**

Grado di sismicità	6.00	
Coefficiente di intensità sismica	0.04	
Coefficiente di risposta sismica	1.00	
Coefficiente di risposta sismica	1.20	
Coefficiente di struttura	1.30	
Coefficiente sismico orizzontale	0.062	
Peso sismico complessivo dell'impalcato afferente alla pila (se fissa):	15 520.24	[kN]

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV19-0X-001-A02 <b>Relazione Geotecnica</b> Foglio 40 di 52

Azione inerziale dovuta al peso proprio del pulvino	54.29	[kN]
Azione inerziale sismica dovuta al peso proprio del fusto	56.11	[kN]
Azione inerziale sismica dovuta al peso proprio della zattera	191.69	[kN]
Azione inerziale longitudinale dovuta all'impalcato	968.46	[kN]
Azione inerziale trasversale dovuta all'impalcato	406.66	[kN]

Tipologia di pila

Azione tagliante longitudinale dovuta all'inerzia sismica	<b>1 270.55</b>	[kN]
Momento flettente longitudinale dovuto all'inerzia sismica	<b>13 789.83</b>	[kNm]
Azione tagliante trasversale dovuta all'inerzia sismica	<b>708.74</b>	[kN]
Momento flettente trasversale dovuto all'inerzia sismica	<b>6 432.98</b>	[kNm]

#### 8.4. Spinta delle terre in condizioni statiche e sismiche

La spinta laterale del terreno viene valutata in regime di spinta a riposo, in quanto la pila è fondata su pali di grande diametro e non ci sono le condizioni affinché si mobiliti la spinta attiva, ne tanto meno la passiva. Il coefficiente di spinta a riposo è valutato mediante la seguente relazione:

$$k_0 = 1 - \sin \varphi = 0.426$$

Ne consegue che la spinta statica agente a tergo delle pile vale:

$$S_{stat} = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \cdot k_0$$

avendo indicato con :

$\varphi = 35^\circ$  angolo d'attrito interno del terrapieno.

$k_0$  = coefficiente di spinta a riposo.

$H$  = altezza pila.

$\gamma$  = peso per unità di volume del terreno.

La spinta così calcolata è applicata ad una distanza a partire dalla base della fondazione pari ad  $H/3$ .

In condizioni statiche si considera un sovraccarico accidentale pari a  $Q_{es}=20.00 \text{ kN/m}^2$ . La presenza del sovraccarico  $Q_{es}$  sul terrapieno genera la spinta

$$S_q = Q_{es} \cdot H \cdot k_0$$

applicata ad una distanza a partire dalla base della fondazione pari ad  $H/2$ .

La forza dinamica dovuta in condizioni sismiche è somma della spinta in condizioni statiche più una sovraspinta dinamica calcolata utilizzando la teoria di Wood, valida per i muri completamente vincolati (pila fondata su pali).

$$\Delta S_{din} = a_g / g \cdot \gamma \cdot H^2$$



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV19-0X-001-A02 Relazione Geotecnica
	Foglio 41 di 52

dove:

$a_g/g = k_h =$  coefficiente sismico orizzontale (definito nel §**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**9)

La spinta così calcolata è applicata ad una distanza a partire dalla base della fondazione pari ad  $H/2$ . Si riportano i parametri caratteristici del terreno, nonché i coefficienti di spinta corrispondenti.

Stratigrafia									
Terreno	$z$ m	$z_{netta}$ m	$\gamma$ kN/mc	$c'$ kPa	$\phi$ °	OCR	$z_w$ m	$k_0$	$ka$
Limo Sabbioso	2	0	18	0	28	1	2	0.531	0.361
Ghiaia argillosa	12.5	10	20	0	34	1	2	0.441	0.283
Ghiaia argillosa	16	13.5	20	0	34	1	2	0.441	0.283
Ghiaia argillosa	20.8	18.3	20	0	34	1	2	0.441	0.283

#### 8.4.1. Analisi globale della pila

Le azioni nominali nel baricentro della platea di fondazione (all'intradosso) sono:

AZIONE		N [kN]	$V_L$ [kN]	$V_T$ [kN]	$M_L$ [kNm]	$M_T$ [kNm]
Pesi propri strutturali	g1	4 841.12	0.00	0.00	0.00	0.00
Carichi permanenti	g2	4 308.88	0.00	0.00	0.00	0.00
Carichi mobili (Nmax + ML + MT)	q1	2 492.50	0.00	0.00	0.00	2780.54
Carichi mobili (N + ML + MT,max)	q1	1 259.20	0.00	0.00	0.00	4 079.95
Azione trasversale del vento (trasversale d	q5	0.00	0.00	430.13	0.00	6277.67
Azione sismica longitudinale (sismica longi	q6	0.00	1 270.55	0.00	13 789.83	0.00
Azione sismica trasversale (sismica tras	q6	0.00	0.00	708.74	0.00	6 432.98
Resistenze parassite dei vincoli (e parassite d	q7	0.00	195.51	0.00	2 281.58	0.00
Urto da convoglio longitudinale (convoglio long	q9	0.00	750.00	0.00	4 350.00	0.00
Urto da convoglio trasversale	q9	0.00	0.00	2 000.00	0.00	11 600.00

Le azioni risultanti all'intradosso della fondazione tengono conto dell'eccentricità geometriche nel piano orizzontale e verticale. Inoltre si è tenuto conto delle azioni aggiuntive derivanti dal peso proprio della pila, del reinterro, della spinta del terreno e delle relative eccentricità.

Per il calcolo delle azioni sismiche, alle azioni derivanti dall'impalcato si sono aggiunte le azioni inerziali dovute ai pesi propri della fondazione (strutturali e non) e le azioni aggiuntive di spinta del terreno. Le masse sono state eccitate con un'accelerazione calcolata nel seguente modo:

$$a_g = k_h \cdot g = \frac{(S-2)}{100} \cdot R \cdot I \cdot \beta \cdot g = \frac{(6-2)}{100} \cdot 1 \cdot 1.2 \cdot 1.3 \cdot g = 0.0624 \cdot g$$

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>
	<p>IG51-04-E-CV-RB-IV19-0X-001-A02</p> <p>Relazione Geotecnica</p> <p>Foglio 42 di 52</p>

dove:

S = 6 - grado di sismicità (comune di Tortona, OPCM 3274/2003: zona 4 → in via cautelativa zona 3)

R = 1 - coefficiente di risposta relativo alla direzione considerata

I = 1.2 - coefficiente di protezione sismica (opera sensibile)

$\beta = 1.30$  - (valido per le fondazioni)

In accordo con il D.M.1988, si sono eseguite per tutte le combinazioni di carico statiche e dinamiche, le verifiche geotecniche delle fondazioni su pali nei confronti dei seguenti stati limite:

Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;

Collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;

Collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione.

Le verifiche sono state eseguite nei confronti delle seguenti combinazioni (in tabella sono riportati i coefficienti):

Comb	I-A	I-B	I-C	I-D	I-E	I-F	II-A	II-B	II-C	II-D	II-E
g1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
g2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
q1	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0	1
q1	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0
q1	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0
q5	-1	-0.6	-0.6	-0.6	-0.2	-0.2	-0.2	0	0	0	0
q6	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0
q6	0	0	0	0	0	0	0	0	-1	0	0
q7	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
q9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

	II-F	II-G	II-H	II-I	II-L
g1	1	1	1	1	1
g2	1	1	1	1	1
q1	0	0	0.7	0	0
q1	1	0	0	0.7	0.7
q1	0	1	0	0	0
q5	0	0	0	0	0
q6	0	0	0	0	0
q6	0	0	0	0	0
q7	0	0	0	0	0

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV19-0X-001-A02 Relazione Geotecnica
	Foglio 43 di 52

q9	0	0	0	0	0
----	---	---	---	---	---

#### 8.4.2. Verifica dei pali di fondazione

La fondazione della pila in esame è di tipo profondo, su pali Trelicon di diametro 1200 mm disposti verticalmente.

Le azioni di calcolo sui pali sono ottenute sulla base delle sollecitazioni ad intradosso plinto; la ripartizione è effettuata come segue:

Forze verticali: la forza verticale agente su ciascun palo è determinata considerando una ripartizione rigida ad opera della platea di fondazione; quindi, si suppone che una forza verticale si traduca in azioni assiali di compressione;

Forze longitudinali e/o trasversali: si traducono in azioni taglianti alla testa dei pali.

Per maggior chiarezza e per semplice riscontro viene riportato il criterio di calcolo applicato per risalire al massimo sforzo sul singolo palo:

$$Q_i = \frac{F_z}{n} \pm \frac{M_x}{\sum y_i^2} \cdot y_i \pm \frac{M_y}{\sum x_i^2} \cdot x_i$$

$$H_{x,i} = \frac{F_x}{n}$$

$$H_{y,i} = \frac{F_y}{n}$$

Dove:

$F_z$  = carico verticale risultante;

$M_x - M_y$  = momenti risultanti secondo gli assi x e y;

$H_x - H_y$  = carichi orizzontali risultanti secondo gli assi x e y;

$Q_i$  = carico verticale sulla testa del palo i.esimo;

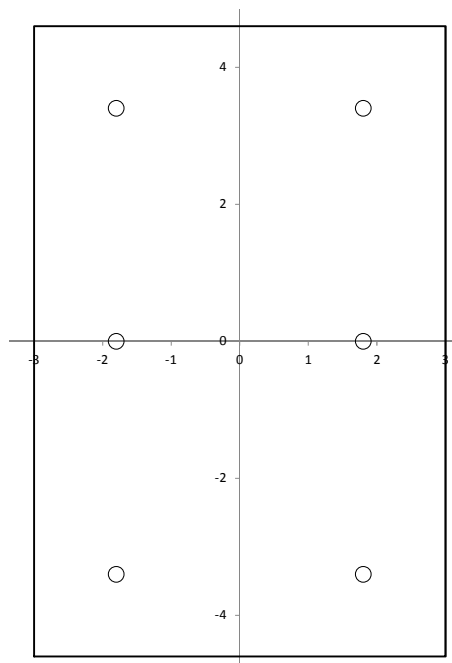
$H_{x-y,i}$  = carico orizzontale sulla testa del palo i.esimo;

$x_i - y_i$  = distanza del baricentro del palo dagli assi principali secondo le direzioni  $X_{GP}eY_{GP}$ .

$n$  = numero di pali.

#### 8.4.3. Ripartizione delle forze verticali

Pali	x	y
1	-1.8	-3.4
2	-1.8	0
3	-1.8	3.4
4	1.8	-3.4
5	1.8	0
6	1.8	3.4



<b>Dati Palo</b>		
<b>L</b>	21	m
<b>d</b>	1.2	m
<b>n° pali</b>	6	

La disposizione in pianta è stata scelta in modo da ottimizzare l'efficienza e da rispettare le prescrizioni del D.M. 88 ( $s \geq 3D$ ). L'intradosso della fondazione è posto a 2.8 m di profondità dal p.c.

#### 8.4.4. Verifiche carico limite

Nel rispetto del D.M.1988, si è verificato per ogni palo e per il gruppo di pali:

$$\frac{R_n}{E_d} = F_s \geq 2.5$$

La resistenza nominale, del singolo palo, nei confronti dei carichi assiali risulta:

$$R_n = S + B - W$$

Dove:

$S$  = resistenza laterale;

$B$  = resistenza alla base;

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV19-0X-001-A02 <b>Relazione Geotecnica</b>
	Foglio 45 di 52

$W$  = peso proprio del palo calcolato con  $\gamma_{cls,netto} = \gamma_{cls} - \gamma_{terreno}$

La resistenza laterale è stata calcolata tenendo conto delle stratigrafia, delle condizioni idrauliche (quota p.z.), della tecnologia esecutiva del palo. Poiché si è in presenza di terreni a grana grossa dotati di coesione nulla, la resistenza laterale vale:

$$S = \pi d \int_{z_1}^{z_2} \sigma'_h(z) \cdot \mu \, dz$$

Dove:

$$\sigma'_h(z) = k \cdot \sigma'_v(z)$$

$k = 0.7$  - coefficiente empirico che dipende dalla tecnologia esecutiva del palo e dalle caratteristiche del terreno. Per pali trivellati pressati (Trelicon) varia fra 0.7 e 0.9.

$\mu$  = coefficiente d'attrito. Per pali trivellati  $\mu = \tan\phi$ .

$(z_2 - z_1) = L_s = 21 \text{ m}$  lunghezza collaborante del palo.

La punta si intesta in un terreno a grana grossa, per tal motivo si analizzano le sole condizioni drenate, nell'ipotesi di coesione nulla la resistenza alla punta vale:

$$B = \pi d^2 / 4 (N_q^* \cdot \sigma'_v + u)$$

dove:

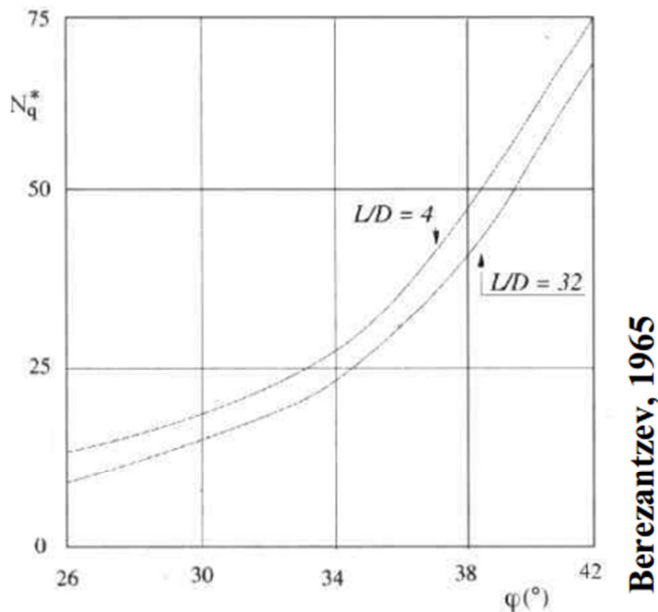
$u$  = pressione interstiziale alla punta del palo.

$N_q^* = 20$  coefficiente di Berezantev ridotto per i pali di grande diametro;  $f(\phi', L/d)$ .

$\phi' = \phi - 3 = 31^\circ$  angolo di attrito alla base ridotto (pali trivellati).

$\sigma'_v$  = tensione verticale efficace litostatica alla testa del palo.

La resistenza alla base si considera solo in compressione. Il coefficiente  $N_q^*$  è funzione  $f(\phi, L/d)$ , introdotto da Berezantev, consente di tenere conto del diverso comportamento dei pali trivellati di grande diametro. Per quest'ultimi infatti la resistenza alla punta rappresenta un'aliquota importante della resistenza totale, ma la completa mobilitazione di questa si ottiene per cedimenti spesso incompatibili con le strutture sostenute. Per tale motivo Berezantev suggerisce di utilizzare nel progetto il valore dello sforzo alla punta mobilitato in corrispondenza di cedimenti dell'ordine di 0.06-0.1d. Si riporta in figura l'andamento di  $N_q^*$ :



Come si nota i valori di  $N_q^*$  sono notevolmente inferiori a quelli utilizzati comunemente.

La verifica di capacità portante della fondazione, anche in relazione a quanto riportato nel D.M.1988, è cautelativamente svolta trascurando il contributo del plinto di fondazione, considerando quindi le sole caratteristiche dei pali di fondazione.

Si riportano le resistenze ottenute secondo le caratteristiche geometriche e stratigrafiche fin qui considerate:

<b>Resistenza</b>		
Laterale	5064.1	kN
Base	5898.0	kN
Totale caratteristica-compressione	10962.1	kN
Totale caratteristica-trazione	5064.1	kN

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV19-0X-001-A02 Relazione Geotecnica
	Foglio 47 di 52

Il palo maggiormente sollecitato (per sforzo assiale) è soggetto alle seguenti azioni di calcolo:

	Nmax	Fs		Nmax	Fs
I-A	2392.8	4.58	II-D	1643.75	6.67
I-B	2318.2	4.73	II-E	2316.63	4.73
I-C	2160.3	5.07	II-F	1643.75	6.67
I-D	2050.4	5.35	II-G	2231.39	4.91
I-E	2368.1	4.63	II-H	2114.76	5.18
I-F	1927.8	5.69	II-I	1643.75	6.67
II-A	2282.9	4.80	II-L	1643.75	6.67
II-B	2657.7	<b>4.12</b>			
II-C	2239.4	4.90			

Nessun palo è soggetto ad azioni di trazioni in alcun caso. Visto il regime di pressoflessione deviata a cui è sottoposta la pila, i pali più carichi sono quelli negli angoli sulla diagonale dell'impronta di base della pila. Le verifiche risultano in ogni caso soddisfatte in quanto

$$F_{smin} \quad 4.12 \quad > 2.5$$

#### 8.4.5. Verifica per carichi trasversali

Il D.M. 88 non prescrive un coefficiente di sicurezza minimo come nel caso di carico limite verticale. La scelta è lasciata al progettista.

Le caratteristiche resistenti dei pali utilizzati sono le seguenti :

<b>Verifica carico limite orizzontale</b>		
<b>SEZIONE CIRCOLARE</b>		
<b>d</b>	1200	mm
$M_{P,Rd}$	1700	kNm
$N_{min}$	630	kN
L/D	17.5	<b>Palo Lungo</b>

Il taglio massimo agente per palo vale(calcolato secondo §Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.):

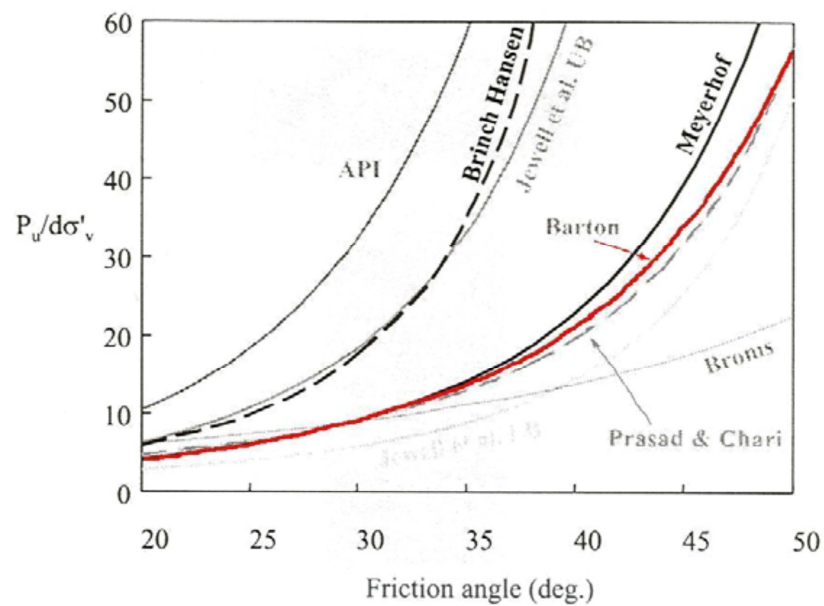
<b>Ed-long</b>	211.76	kN
<b>Ed-trasv</b>	71.7	kN

Il carico limite orizzontale del singolo palo è stato calcolato ipotizzando un meccanismo di rottura di palo lungo ( $L/D = 17.5$ ), con la formazione di due cerniere plastiche.

In funzione del momento di plasticizzazione del palo e della distribuzione delle reazioni di contatto con il terreno è stato quindi calcolato il carico limite orizzontale. Per la distribuzione della resistenza  $p$  del terreno con la profondità si è fatto riferimento alla teoria di Barton(1982), quindi:

$$p = k_p^2 \cdot \sigma'_v \cdot D$$

Questa relazione è stata ottenuta conducendo delle prove in centrifuga su pali modello, strumentati con trasduttori di deformazioni per la misura dei momenti flettenti; le prove sono state condotte in sabbie dense uniformi, con angolo d'attrito  $\phi = 43^\circ$ . I valori di resistenza limite ottenuti da Barton (1982) sottostimano i valori misurati di resistenza limite, in media, del 6%.





## CARICO LIMITE ORIZZONTALE DI UN PALO IN TERRENI GRANULARI PALI CON ROTAZIONE IN TESTA IMPEDITA

### TEORIA DI BASE:

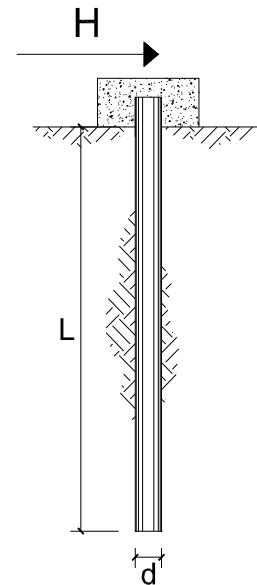
$H$  = carico limite orizzontale

$L$  = lunghezza del palo

$d$  = diametro del palo

$M_y$  = momento di plasticizzazione della sezione

$F_s$  = coefficiente di sicurezza



Il carico limite è funzione della posizione della seconda cerniera plastica, allo stesso modo questa dipende dal carico limite. Si è proceduto ad un calcolo iterativo per determinare la posizione della seconda cerniera plastica e quindi il carico limite orizzontale. Il procedimento per il calcolo di  $H_{lim}$ , si basa sulle stesse ipotesi della teoria di Broms, quindi solo su considerazioni di equilibrio, la novità introdotta da Barton modifica il valore della reazione offerta dal terreno. Si ottiene quindi:

Teoria di	Barton	
$H_{lim-sing. Palo}$	2092.53	kN
<i>efficienza long</i>	0.61	
<i>efficienza trasv</i>	0.53	
<b><math>H_{rid.-long}</math></b>	<b>1270.53</b>	kN
<b><math>H_{rid-trasv}</math></b>	<b>1104.03</b>	kN

Per il calcolo dell'efficienza del gruppo di pali si è fatto riferimento agli studi di REESE & VAN IMPE (2001). Viene stimata un'efficienza in direzione x (effetto di bordo) e una in direzione y (effetto ombra), tramite le seguenti relazioni:

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV19-0X-001-A02 Relazione Geotecnica
	Foglio 50 di 52

$$e = 0.70 \left(\frac{s}{D}\right)^{0.26} \text{ per } \left(\frac{s}{D}\right) \leq 4.00 \text{ per il palo frontale}$$

$$e = 0.48 \left(\frac{s}{D}\right)^{0.38} \text{ per } \left(\frac{s}{D}\right) \leq 7.00 \text{ per il palo posteriore}$$

Se i pali sono affiancati ortogonalmente alla direzione di applicazione della forza, gli effetti dell'interazione sono simmetrici e valgono:

$$e = 0.64 \left(\frac{s}{D}\right)^{0.34} \text{ per } \left(\frac{s}{D}\right) \leq 3.75$$

L'efficienza del singolo palo, vale:

$$e_j = \prod_{i \neq j=1}^m e_{ij} = e_{1j} \cdot e_{2j} \cdot \dots \cdot e_{mj}$$

Il carico orizzontale che il palo j, può sopportare all'interno del gruppo vale:

$$p_{j,gruppo} = e_j \cdot p_{singolo}$$

Naturalmente i pali interni avranno un'efficienza minore. Il valore utilizzato di efficienze è pari alla media così calcolata:

$$e_{media} = \frac{e_1 + e_2 + \dots + e_n}{n}$$

La teoria utilizzata per il calcolo del carico limite è già di per se fortemente cautelativa, inoltre il calcolo dell'efficienza qui eseguito consente una valutazione molto specifica. Solitamente l'efficienza viene posta forfaitariamente pari a 0.5, tale valore per diversi autori rappresenta un valore limite. I risultati relativi ai valori di efficienza proposti valgono:

	Hd-long	Fs-long	Ed-trasv	Ftrasv
I-A	32.6	38.99	-71.7	15.40
I-B	32.6	38.99	-43.0	25.67
I-C	32.6	38.99	-43.0	25.67
I-D	32.6	38.99	-43.0	25.67
I-E	32.6	38.99	-14.3	77.00
I-F	32.6	38.99	-14.3	77.00
II-A	32.6	38.99	-14.3	77.00
II-B	211.8	<b>6.00</b>	0.0	//
II-C	0.0	//	-118.1	9.35

	Hd-long	Fs-long	Ed-trasv	Ftrasv
II-D	0.0	//	0.0	//
II-E	0.0	//	0.0	//
II-F	0.0	//	0.0	//
II-G	0.0	//	0.0	//
II-H	0.0	//	0.0	//
II-I	0.0	//	0.0	//
II-L	0.0	//	0.0	//

Per ogni combinazione il carico ammissibile è superiore al taglio massimo.

In ogni caso vi è un ampio margine di sicurezza.

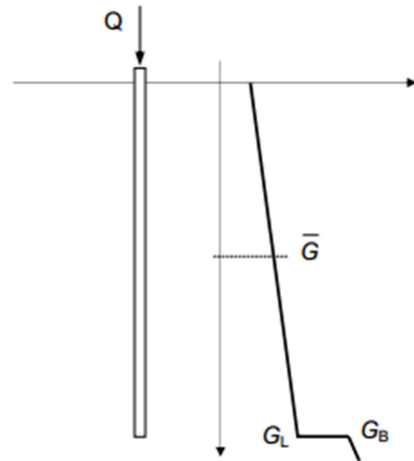
### 8.5. Verifica cedimenti ammissibili

I cedimenti verticali vengono calcolati per il singolo palo, in prima fase, per i soli carichi permanenti portati e strutturali. In questa fase, ovvero non in esercizio, è ancora possibile compensare cedimenti eccessivi o differenziali importanti. D'altra parte si dimostrerà come i cedimenti calcolati in esercizio siano trascurabili rispetto alle condizioni suddette. Per la stima dei cedimenti verticali del singolo palo si fa uso del metodo di Randolph e Wroth (metodo analitico approssimato). Il palo è supposto deformabile e immerso in un mezzo elastico. Il cedimento finale è pari alla somma dei cedimenti dovuti all'interazione fra terreno e superficie laterale più quelli legati alla base del palo. Nell'ipotesi suddette, la relazione che lega cedimenti e carico vale:

$$\frac{Q}{w_0 \cdot r_0 \cdot G_L} = \frac{4 \cdot r_b \cdot G_b}{r_b \cdot G_L (1 - \nu)} + \frac{2\pi \cdot L \cdot \bar{G}}{\zeta \cdot r_0 \cdot G_L}$$

dove:

$$\zeta = \ln \left\{ \left[ 0.25 + \left( 2.5 \frac{\bar{G}}{G_L} (1 - \nu) - 0.25 \right) \frac{G_L}{G_b} \right] \frac{L}{r_b} \right\}$$



Il cedimento del gruppo di pali può essere stimato, empiricamente, nel seguente modo:

$$w_{gruppo} = n \cdot R_g \cdot w_0$$

a secondo del valore di  $R_g$  si può calcolare il cedimento massimo (cautelativo) o quello medio (più probabile):

$$R_{g-max} = \frac{0.5}{R} + \frac{0.13}{R^2}$$

$$R_{g-medio} = 0.3R^{-1.2}$$

$$R = \sqrt{\frac{n \cdot s}{L}}$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG51-04-E-CV-RB-IV19-0X-001-A02 Relazione Geotecnica
	Foglio 52 di 52

Facendo riferimento al §**Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, i dati di partenza sono:

$Q_{p,p}$	118.8	kN	$Q_{es}$	118.752	kN
$r_0$	0.6	m	$G_{media}$	7.8	Mpa
$r_b$	0.6	m	$G_L$	13.0	MPa
$v$	0.3		$G_{base}$	13.0	MPa
$L$	21	m	zita	3.598	

I cedimenti del singolo palo valgono:

$w_{0-p.p.}$	0.00	m	$w_{0-es}$	0.00	m
$w_{0-p.p.}$	0.04	cm	$w_{0-es}$	0.04	cm

L'incremento di cedimento dovuto all'entrata in esercizio dell'impalcato vale:

$$\Delta w \quad 0.00 \quad cm$$

Il contributo che carichi mobili e variabili apportano in termini di cedimento può essere ritenuto, quindi, trascurabile.

I cedimenti del gruppo di pali facendo riferimento alle formule precedentemente esposte valgono:

$S_{medio}$	3.4	m	$R$	0.99	
$L$	21	m	$R_{g-max}$	0.64	
$n$	6		$R_{g-medio}$	0.30	cm

$w_{g-max}$	0.14	cm
$w_{g-med}$	0.07	cm

I cedimenti, anche i massimi, sono minimi e compatibili con la funzionalità dell'opera.