

COMMITTENTE:



RETE FERROVIARIA ITALIANA S.P.A.  
DIREZIONE INVESTIMENTI

SOGGETTO TECNICO:

RFI – DIREZIONE TERRITORIALE PRODUZIONE DI FIRENZE  
S.O. INGEGNERIA

PROGETTAZIONE:

MANDATARIA



MANDANTI



PROGETTO DEFINITIVO

**LINEA PISTOIA - LUCCA - VIAREGGIO/PISA**  
**RADDOPPIO DELLA LINEA PISTOIA - LUCCA - PISA S.R.**  
**TRATTA PESCIA - LUCCA**

# 11 - OPERE D'ARTE

**Sottovia al Km 36+905**

**Fondazioni - relazione di calcolo**

SCALA -

Foglio - di -

PROGETTO/ANNO

SOTTOPR.

LIVELLO

NOME DOC.

PROGR.OP.

FASE FUNZ.

NUMERAZ.

1 3 4 6 P O

S 1 1

P D

T G S P

2 3

0 1

E 0 0 2

Revis.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato	Data
A	Prima emissione	G. Tanzi	19/10/2018						

POSIZIONE ARCHIVIO

LINEA

L 5 4 2

SEDE TECN.

L 0 1 1 1 6

NOME DOC.

T B 0 0

NUMERAZ.

1 0 / 0 1

Verificato e trasmesso	Data	Convalidato	Data	Archiviato	Data

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b> .....	<b>3</b>
<b>2</b>	<b>RIFERIMENTI PER LA PROGETTAZIONE</b> .....	<b>4</b>
2.1	LEGGI, NORME E RACCOMANDAZIONI.....	4
2.2	DOCUMENTI DI PROGETTO.....	5
2.3	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI.....	5
<b>3</b>	<b>BREVE DESCRIZIONE DELLE OPERE</b> .....	<b>6</b>
<b>4</b>	<b>MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO</b> .....	<b>7</b>
<b>5</b>	<b>VERIFICHE AGLI STATI LIMITE</b> .....	<b>8</b>
<b>6</b>	<b>VERIFICHE DI STATI LIMITE ULTIMI (GEO)</b> .....	<b>10</b>
6.1	CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI DIRETTE DEGLI ELEMENTI SCATOLARI .....	10
6.1.1	<i>Metodologia di calcolo</i> .....	10
6.1.2	<i>Analisi dei carichi</i> .....	12
6.1.3	<i>Risultati delle analisi</i> .....	13
6.2	STABILITÀ GLOBALE DELL'INSIEME OPERA DI SOSTEGNO – TERRENO .....	13
6.2.1	<i>Metodologia di calcolo</i> .....	13
6.2.2	<i>Analisi dei carichi</i> .....	13
6.2.3	<i>Risultati delle analisi</i> .....	14
6.3	RIBALTAMENTO DELL'OPERA DI SOSTEGNO .....	14
6.3.1	<i>Metodologia di calcolo</i> .....	14
6.3.2	<i>Analisi dei carichi</i> .....	14
6.3.3	<i>Risultati delle analisi</i> .....	14
6.4	CAPACITÀ PORTANTE DELL'OPERA DI SOSTEGNO .....	14
6.4.1	<i>Metodologia di calcolo</i> .....	14

6.4.2	<i>Analisi dei carichi</i> .....	15
6.4.3	<i>Risultati delle analisi</i> .....	15
6.5	<b>SCORRIMENTO DELL'OPERA DI SOSTEGNO</b> .....	15
6.5.1	<i>Metodologia di calcolo</i> .....	15
6.5.2	<i>Analisi dei carichi</i> .....	15
6.5.3	<i>Risultati delle analisi</i> .....	15
<b>7</b>	<b>VERIFICHE DI SICUREZZA DEI MURI (SLU DI TIPO STR)</b> .....	<b>16</b>
<b>8</b>	<b>VERIFICHE DI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (GEO)</b> .....	<b>17</b>
8.1	<b>ANALISI DEGLI SLE PER OPERE DI SOSTEGNO RIGIDE</b> .....	<b>17</b>
8.1.1	<i>Risultati delle analisi</i> .....	17

## ALLEGATI

### Allegato 1 – RISULTATI DELLE ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE

Mandataria

**TECH** | PROJECT  
ingegneria integrata ©



Mandanti



## 1 PREMESSA

Il documento presente costituisce la relazione geotecnica del sottovia, ubicato in corrispondenza della progressiva chilometrica 36+905 della linea ferroviaria in oggetto. All'interno del documento saranno quindi descritti il modello geotecnico di riferimento per il dimensionamento delle fondazioni e la metodologia di calcolo adottata per le verifiche.

Mandataria

**TECH** | PROJECT  
ingegneria integrata ©



Mandanti



The logo for ambiente features a blue square above the word 'ambiente' in a bold, blue, sans-serif font. Below it, the text 'ingegneria ambientale e laboratori' is written in a smaller, blue font.

## 2 RIFERIMENTI PER LA PROGETTAZIONE

Per la stesura della presente relazione, oltre che alle indicazioni contenute in leggi, norme e raccomandazioni di settore, si è fatto riferimento ai documenti progettuali e documenti bibliografici elencati in dettaglio ai paragrafi seguenti.

### 2.1 Leggi, norme e raccomandazioni

La presente relazione è stata redatta in conformità alle prescrizioni ed indicazioni contenute nelle leggi oggi in vigore che disciplinano la progettazione e l'esecuzione di opere geotecniche e che riguardano la protezione dal rischio sismico:

- legge 5 novembre 1971, n. 1086 (“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, compresso e a struttura metallica”);
- legge 2 febbraio 1974, n. 64 (“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”);
- D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380 (“Testo unico delle disposizioni legislative e regolamenti in materia edilizia”);
- D.M. 14 gennaio 2008 (“Norme Tecniche per le Costruzioni”);
- Circolare Ministeriale 2 febbraio 2009, n. 617 (“Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008”);
- D.M. 17 gennaio 2018 (“Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»”);
- D.P.G.R. 53/R/2011 “Regolamento di attuazione dell'articolo 62 della legge regionale 3 gennaio 2005, n. 1 (Norme per il governo del territorio) in materia di indagini geologiche”;
- D.G.R. Toscana del 26 maggio 2014, n. 421 “Aggiornamento dell'allegato 1 (elenco dei comuni) e dell'allegato 2 (mappa) della deliberazione GRT n. 878 dell'8 ottobre 2012, recante “Aggiornamento della classificazione sismica regionale in attuazione dell'O.P.C.M. 3519/2006 ed ai sensi del D.M. 14.01.2008 – Revoca della DGRT 431/2006” e cessazione di efficacia dell'elenco dei Comuni a Maggior Rischio Sismico della Toscana (DGRT 841/2007)”.

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, ad integrazione delle norme precedenti e per quanto con esse non in contrasto, sono state prese a riferimento le indicazioni contenute nelle seguenti norme e raccomandazioni:

- RFI DTC INC CS SP IFS 001 A, “Specifiche per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie”, RFI (2011);
- Eurocodice 7 UNI EN 1997-1 (“Progettazione geotecnica Parte 1: Regole generali”);
- Eurocodice 7 UNI EN 1997-2 (“Progettazione geotecnica Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo”);
- Eurocodice 8 UNI EN 1998-5 (“Progettazione delle strutture per la resistenza sismica geotecnica Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”);
- Linee guida a cura della Associazione Geotecnica Italiana (2005) (“Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica”);
- Raccomandazioni sui pali di fondazione (AGI, 1984);

Mandataria

Mandanti

## 2.2 Documenti di progetto

- [1] RFI (2018): linea "Pistoia - Lucca – Viareggio/Pisa. Raddoppio della linea Pistoia – Lucca - Pisa S.R. Tratta Pescia – Lucca", Relazione geotecnica, Progetto definitivo
- [2] RFI (2018): linea "Pistoia - Lucca – Viareggio/Pisa. Raddoppio della linea Pistoia – Lucca - Pisa S.R. Tratta Pescia – Lucca", Ponte ferroviario su Torrente Pescia di Collodi – km 22+011: planimetria, profilo e sezioni dell'opera Progetto definitivo
- [3] RFI (2018): linea "Pistoia - Lucca – Viareggio/Pisa. Raddoppio della linea Pistoia – Lucca - Pisa S.R. Tratta Pescia – Lucca", Relazione sismica, Progetto definitivo
- [4] RFI (2018): linea "Pistoia - Lucca – Viareggio/Pisa. Raddoppio della linea Pistoia – Lucca - Pisa S.R. Tratta Pescia – Lucca", Relazione geotecnica e calcolo muri di sottoscarpa, Progetto definitivo

## 2.3 Riferimenti bibliografici

- [5] BISHOP, A. W. (1955). *The use of the slip circle in the stability analysis of slopes*. Geotechnique, March, pp. 7-17
- [6] FELLENIUS, W. (1927), *Erdstatische berechnungen mit reibung und kohesion*. Ernest Verlag, Berlin
- [7] JANBU, N. (1973), *Slope stability computations*. In *The embankment dam engineering Casagrande volume*. John Wiley & Sons, pp. 47-86.
- [8] MORGESTERN N.R., PRICE V.E. (1965). *The analysis of the stability of general slip surface*. Geotechnique, 15, pp. 70-93.
- [9] AZAM, G., & WANG, M. C. (1991). Bearing capacity of strip footing supported by two-layer c-phi soils. *Transportation Research Record* (1331).

Mandataria

**TECH** | PROJECT  
ingegneria integrata ©



Mandanti



### 3 BREVE DESCRIZIONE DELLE OPERE

L'intervento è funzionale al raddoppio della linea ferroviaria compresa tra le stazioni di Pescia e Lucca, e comporta l'adeguamento del sottovia ad arco esistente, mediante demolizione dello stesso e costruzione delle spalle e dei due impalcati monobinario.

In corrispondenza dell'attraversamento della linea, la massicciata ferroviaria sarà appoggiata su due impalcati, appoggiati a loro volta su spalle, di luce netta L pari a 8.45m; la distanza tra l'intradosso della soletta e il piano stradale nel sottovia è di 3.2m. La luce netta tra le spalle è pari a 7.5m.

La fondazione dello scatolare è costituita da un plinto avente dimensioni 6.8m x 10.1m e spessore 1.6m.

Mandataria

**TECH** | PROJECT  
ingegneria integrata ©



Mandanti



#### 4 MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO

Il modello geotecnico di riferimento è ricavato dalle indagini e dalla caratterizzazione geotecnica descritta nella Relazione geotecnica.

La stratigrafia di riferimento ed i valori caratteristici dei parametri geotecnici da considerare nelle analisi sono sintetizzati nella tabella seguente.

La profondità si intende dal p.c. medio attuale.

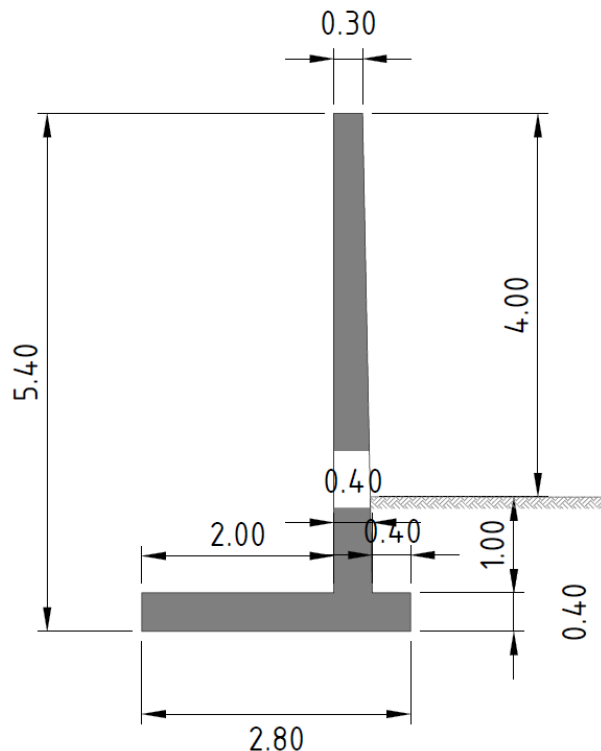
La falda di progetto è posta a 3.5m dal p.c., mentre l'intradosso della fondazione dell'elemento scatolare è posto a 6.5m sotto il p.c.

L'intradosso della fondazione dei muri di sostegno è posto a circa 6m sotto il p.c.

Unità	Prof.	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ [°]	$c'$ [kPa]	$c_u$ [kPa]	$E_{op}$ [MPa]
Depositi limosi e argillosi (bna)	0-5.5	19	20	12	75	20
Depositi sabbiosi e ghiaiosi (bna)	>5.5	20	35	0	-	30

Si ritiene che la natura dei terreni alla quota di appoggio della fondazione dell'elemento scatolare è tale per cui si potranno adottare fondazioni dirette dimensionate e verificate in accordo alla procedura descritta nel seguito.

I muri di sostegno di controripa vengono dimensionati e verificati in accordo alla procedura descritta nel seguito, con la fondazione poggiata sui depositi sabbioso-ghiaiosi (bna). Un tipologico di altezza fusto fuori terra di 4m è riportato di seguito.



Mandataria

**TECH** PROJECT  
ingegneria integrata ©



Mandanti

**SGI** STUDIO GEOTECNICO ITALIANO srl  
ingegneria geotecnica - ingegneria sismica - ingegneria ambientale  
progettazione applicata

**ambiente**  
ingegneria ambientale e laboratori



## 5 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

La norma vigente (D.M. 17/01/2018) prescrive che per le fondazioni dirette e per le opere di sostegno, relative all'opera in esame, siano effettuate le verifiche di sicurezza (SLU), che sono relative alla resistenza dell'opera e del terreno con cui l'opera interagisce, e le verifiche di esercizio (SLE), che sono relative agli spostamenti dell'opera e del terreno con cui l'opera interagisce.

Le verifiche di sicurezza devono essere effettuate secondo approcci di calcolo che prevedono l'applicazione dei coefficienti parziali per le azioni (A), per le resistenze del terreno (M) e per la resistenza del sistema geotecnico (R), combinati in modo diverso in funzione dell'approccio.

Le tabelle seguenti, estratte dalla norma vigente, riportano i diversi coefficienti parziali da adottare nelle possibili condizioni di interesse progettuale.

**Tabella 5.1 Coefficienti parziali per le azioni o per gli effetti delle azioni (Tabella 6.2.I delle Norme tecniche per le costruzioni)**

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

**Tabella 5.2 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tabella 6.2.II delle Norme tecniche per le costruzioni)**

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Tabella 5.3 Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche di stabilità al sollevamento (Tabella 6.2.III delle Norme tecniche per le costruzioni)

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili $Q$	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0
	Sfavorevole		1,5

Tabella 5.4 Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali (Tabella 6.4.I delle Norme tecniche per le costruzioni)

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 5.5 Coefficiente parziale per la resistenza del sistema geotecnico per verifiche di stabilità globale (Tabella 6.8.I delle Norme tecniche per le costruzioni)

COEFFICIENTE	R2
$\gamma_R$	1,1

## 6 VERIFICHE DI STATI LIMITE ULTIMI (GEO)

Ai sensi delle Norme, le situazioni di interesse progettuale per le opere qui in esame, relativamente agli Stati Limite Ultimi (SLU) di tipo geotecnico (GEO) sono rappresentate da:

- stabilità globale del complesso opera di sostegno – terreno;
- scorrimento del piano di posa;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno;
- ribaltamento.

Ai paragrafi seguenti si descrivono metodologia di calcolo, calcoli effettuati e risultati ottenuti.

### 6.1 Capacità portante delle fondazioni dirette degli elementi scatolari

#### 6.1.1 Metodologia di calcolo

La verifica si esegue confrontando il carico trasmesso al terreno dalla fondazione del muro con la resistenza del terreno (carico limite unitario).

Il carico limite unitario ( $q_{LIM}$ ), nelle verifiche qui presentate, è valutato con la formula generale di Brinch Hansen per fondazioni nastriformi, che viene scritta come segue. I valori dei fattori sono valutati con le formule proposte da Vesic (1975), a cui si rimanda per maggiori dettagli.

Le verifiche, in accordo al DM 17/01/2018, sono effettuate secondo l'Approccio 2 con la combinazione (coefficienti A1+M1+R3). Il coefficiente R3 è uguale a 2.3 (Tabella 5.5), e il fattore di sicurezza dovrà quindi essere almeno uguale a 2.3.

#### Terreni granulari o coesivi compatti – verifica in condizioni drenate

$$q_{lim} = \frac{1}{2} \gamma' B' N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} g_{\gamma} b_{\gamma} + q' N_q s_q d_q i_q g_q b_q + c' N_c s_c d_c i_c g_c b_c$$

dove:

$q_{lim}$	pressione limite caratteristica, riferita all'area efficace della fondazione
$B'L'$	area efficace della fondazione
$B' = B - 2e_B$	dimensione efficace minore della fondazione
$e_B$	componente dell'eccentricità della risultante dei carichi nelle direzioni parallela a B
$L' = L - 2e_L$	dimensione efficace maggiore della fondazione
$e_L$	componente dell'eccentricità della risultante dei carichi nelle direzioni parallela a L
$N_{\gamma}, N_c, N_q$	fattori di capacità portante
$s_{\gamma}, s_c, s_q$	fattori di forma della fondazione
$i_{\gamma}, i_c, i_q$	fattori di inclinazione del carico
$d_{\gamma}, d_c, d_q$	fattori di affondamento della fondazione
$b_{\gamma}, b_c, b_q$	fattori di inclinazione della fondazione
$g_{\gamma}, g_c, g_q$	fattori di inclinazione del terreno
$\gamma'$	peso di volume efficace

Mandataria

Mandanti

$\phi'$	angolo di attrito
$c'$	coesione efficace
$q' = \gamma' h$	pressione efficace alla quota di imposta della fondazione
$h$	profondità dal piano campagna del piano di imposta della fondazione
$N$	carico agente in direzione normale alla base della fondazione
$H_B$	carico agente in direzione parallela al lato minore della fondazione
$\alpha_B$	angolo d'inclinazione del piano di imposta della fondazione nella direzione di B
$\omega_B$	angolo di inclinazione del piano campagna nella direzione di B

Terreni coesivi teneri – verifica in condizioni non drenate

$$q_{lim} = (\pi + 2)C_u(1 + s_c + d_c + i_c) + q$$

dove:

$q_{lim}$	pressione limite caratteristica, riferita all'area efficace della fondazione
$B'L'$	area efficace della fondazione
$B' = B - 2e_B$	dimensione efficace minore della fondazione
$e_B$	componente dell'eccentricità della risultante dei carichi nelle direzioni parallela a B
$L' = L - 2e_L$	dimensione efficace maggiore della fondazione
$e_L$	componente dell'eccentricità della risultante dei carichi nelle direzioni parallela a L
$C_u$	resistenza al taglio non drenata
$s_c$	fattori di forma della fondazione
$i_c$	fattori di inclinazione del carico
$d_c$	fattori di affondamento della fondazione
$\gamma$	peso di volume del terreno
$\phi'$	angolo di attrito
$c'$	coesione efficace
$q = \gamma h$	pressione verticale totale alla quota di imposta della fondazione
$H_B$	carico agente in direzione parallela al lato minore della fondazione
$N$	carico agente in direzione normale alla base della fondazione

Terreni stratificati

Nel caso di particolare di terreni stratificati, costituiti da alternanze di strati di limi e argille sature e di sabbie e ghiaie, la valutazione delle portate limite verrà effettuata con i metodi semplificati riportati ad esempio in Azam & Wang ([9]):

$$q_{lim} = q_t + (q_b - q_t)[1 - m(h/B)]^2$$

Dove:

$q_{lim}$	pressione limite caratteristica di terreni stratificati, riferita all'area efficace della fondazione
$q_t$	pressione limite caratteristica dello strato superiore considerato infinitamente spesso
$q_b$	pressione limite caratteristica dello strato inferiore considerato infinitamente spesso

Mandataria

Mandanti

$m = 0.3$       fattore di stratificazione  
 $h$               spessore strato superiore  
 $B$               dimensione minore della fondazione

Analisi in condizioni sismiche

Per quanto riguarda le analisi di capacità portante in condizioni sismiche, queste ultime saranno effettuate con il metodo pseudo-statico, che consiste nel sostituire alle reali azioni dinamiche indotte dal sisma in ogni elemento di volume di terreno una forza di inerzia costante ( $F$ ) valutata come segue:

a) componente verticale:       $F_V = W \cdot k_V$

b) componente orizzontale:     $F_H = W \cdot k_H$

dove:

$W$               = peso del volume di terreno potenzialmente instabile

$k_H, k_V$       = coefficiente sismico orizzontale e verticale

$k_H = \beta_s \cdot a_{max}/g, k_V = 0.5 \cdot k_H$

$\beta_s$             = coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito, come da Tab. 7.11.I della normativa vigente

$a_{max}$         = accelerazione orizzontale massima al sito

$g$               = accelerazione di gravità

La categoria di sottosuolo C, il valore atteso dell'accelerazione orizzontale al sito pari a  $a_g=0.147g$  e il coefficiente che tiene conto dell'amplificazione stratigrafica e topografica  $S=1.789$  sono stati ricavati in precedenza per lo stato limite ultimo SLV (rif. [3]). La massima accelerazione orizzontale attesa al sito risulta quindi pari a  $a_{max}=1.789 \cdot 0.147g=0.263g$ , il coefficiente  $\beta_s = 0.24$ , e i coefficienti sismici  $k_H = 0.063$  e  $k_V = 0.032$ .

Per questa verifica, si sono utilizzati i valori di resistenza residui dei materiali interessati dal meccanismo di rottura.

### 6.1.2 Analisi dei carichi

La modellazione dello scatolare è operata dal progettista strutturale ed è descritta nella relativa Relazione di calcolo impalcato e sottostrutture, a cui si rimanda per i dettagli. Da tale modellazione si ottengono i carichi di progetto in fondazione (valori delle azioni all'intradosso dello scatolare).

Si analizzano due situazioni limite: carico verticale massimo ( $N_{max}$ ) e carico verticale minimo ( $N_{min}$ ), ciascuna con le corrispondenti azioni orizzontali e momenti.

Le azioni ottenute dalla modellazione strutturale e l'eccentricità del carico nelle due direzioni da considerare nelle verifiche, rispettivamente per lo SLU e per lo SLV, sono riportate nella Tabella 6-1.

**Tabella 6-1 Sintesi dei carichi derivanti dalla modellazione strutturale**

	SLU		SLV	
	MAX	MIN	MAX	MIN
N (kN)	-9440	-18500	-8130	-8420
V <sub>x</sub> (kN)	0	0	0	0
V <sub>y</sub> (kN)	0	0	0	0
e <sub>y</sub> (m)	0,248	0,562	0,306	0,485
e <sub>x</sub> (m)	-0,030	0,039	0,105	0,340
M <sub>x</sub> (kN·m)	-2340	-10400	-2490	-4080
M <sub>y</sub> (kN·m)	283	-714	-853	-2860

### 6.1.3 Risultati delle analisi

Dati i carichi e le combinazioni indicate in precedenza, si sono ottenuti i valori della resistenza ultima per capacità portante,  $q_{LIM}$ , riportati in Tabella 6-2. Data la natura dei terreni nel volume significativo le analisi sono riferite alle sole condizioni drenate (D).

**Tabella 6-2 Valori di resistenza ultima ottenuti dai calcoli**

	SLU		SLV	
	MIN	MAX	MIN	MAX
$q_{LIM,D}$ (kPa)	2234	2239	953	973

Nella seguente Tabella 6-3 vengono riassunti i valori dei fattori di sicurezza corrispondenti ai vari casi esaminati.

Combinazione N <sub>max</sub>		Combinazione N <sub>min</sub>	
Risultati $\gamma_{R,min} = FS_{min}$ (*)		Risultati $\gamma_{R,min} = FS_{min}$ (*)	
Statica	Sismica $k_v > 0$	Statica	Sismica $k_v > 0$
15,7 (D)	7,1 (D)	6,9 (D)	6,1 (D)

(\*) Analisi in condizioni drenate (D) o non drenate (ND)

La capacità portante è quindi verificata con i requisiti di normativa (DM 17/01/2018) anche per le condizioni sismiche, essendo  $\gamma_{R,min} \geq 2,3$ .

## 6.2 Stabilità globale dell'insieme opera di sostegno – terreno

### 6.2.1 Metodologia di calcolo

Per la metodologia di calcolo della stabilità globale dell'insieme opera di sostegno – terreno si rimanda alla relazione di calcolo sui muri di sottoscampa ([4]).

### 6.2.2 Analisi dei carichi

Dato che il rilevato ferroviario non insiste direttamente sull'opera di sostegno, nei calcoli qui presentati viene trascurata l'azione variabile dovuta al carico ferroviario.

Mandataria

Mandanti

Per la valutazione dei coefficienti sismici  $k_H$  e  $k_V$ , si rimanda alla relazione di calcolo sui muri di sottoscampa ([4]).

### 6.2.3 Risultati delle analisi

Nella seguente Tabella 6-3 sono riportati i valori dei fattori di sicurezza.

I risultati delle analisi sono sintetizzati dalle figure riportate in Allegato 1 al presente documento.

La stabilità dei muri, pertanto, è soddisfatta con requisiti di normativa (DM 17/01/2018) anche per le condizioni sismiche, essendo  $\gamma_{R,min} \geq 1,1$ .

**Tabella 6-3 Sintesi dei fattori di sicurezza ottenuti con le verifiche di stabilità globale del muro**

Altezza fuori terra (m)	Risultati $\gamma_{R,min} = FS_{min}$ (*)		
	Statica	Sismica $k_v > 0$	Sismica $k_v < 0$
4	1,901 (D)	1,918 (D)	1,893 (D)

(\*) Analisi in condizioni drenate (D) o non drenate (ND)

## 6.3 Ribaltamento dell'opera di sostegno

### 6.3.1 Metodologia di calcolo

Per la metodologia di calcolo del ribaltamento dell'opera di sostegno si rimanda alla relazione di calcolo sui muri di sottoscampa ([4]).

### 6.3.2 Analisi dei carichi

Dato che il rilevato ferroviario non insiste direttamente sull'opera di sostegno, nei calcoli qui presentati viene trascurata l'azione variabile dovuta al carico ferroviario.

Per la valutazione dei coefficienti sismici  $k_H$  e  $k_V$ , si rimanda alla relazione di calcolo sui muri di sottoscampa ([4]).

### 6.3.3 Risultati delle analisi

Nella seguente Tabella 6-4 vengono riassunti i valori dei fattori di sicurezza.

La stabilità dei muri, pertanto, è soddisfatta con requisiti di normativa (DM 17/01/2018) anche per le condizioni sismiche, essendo  $\gamma_{R,min} \geq 1,0$ .

**Tabella 6-4 Sintesi dei fattori di sicurezza ottenuti con le verifiche al ribaltamento (EQU) del muro**

Altezza fuori terra (m)	Risultati $\gamma_{R,min} = FS_{min}$		
	Statica	Sismica $k_v > 0$	Sismica $k_v < 0$
4	4,81	1,85	1,65

## 6.4 Capacità portante dell'opera di sostegno

### 6.4.1 Metodologia di calcolo

Per la metodologia di calcolo della capacità portante dell'opera di sostegno si rimanda alla relazione di calcolo sui muri di sottoscampa ([4]).

Mandataria

Mandanti



Per l'opera in esame, per la verifica della capacità portante sono stati considerati i parametri del deposito sabbioso-ghiaioso (bna).

#### 6.4.2 Analisi dei carichi

Dato che il rilevato ferroviario non insiste direttamente sull'opera di sostegno, nei calcoli qui presentati viene trascurata l'azione variabile dovuta al carico ferroviario.

Per la valutazione dei coefficienti sismici  $k_H$  e  $k_V$ , si rimanda alla relazione di calcolo sui muri di sottoscarpa ([4]).

#### 6.4.3 Risultati delle analisi

Nella seguente Tabella 6-5 vengono riassunti i valori dei fattori di sicurezza.

La stabilità dei muri, pertanto, è soddisfatta con requisiti di normativa (DM 17/01/2018) anche per le condizioni sismiche, essendo  $\gamma_{R,min} \geq 1,0$ .

Tabella 6-5 Sintesi dei fattori di sicurezza ottenuti con le verifiche di capacità portante (SLU) del muro

Risultati $\gamma_{R,min} = FS_{min}$ (*)		
Statica	Sismica $k_v > 0$	Sismica $k_v < 0$
4,7 (D)	1,85 (D)	1,82 (D)

(\*) Analisi in condizioni drenate (D) o non drenate (ND)

### 6.5 Scorrimento dell'opera di sostegno

#### 6.5.1 Metodologia di calcolo

Per la metodologia di calcolo dello scorrimento dell'opera di sostegno si rimanda alla relazione di calcolo sui muri di sottoscarpa ([4]).

Per l'opera in esame, per la verifica della capacità portante sono stati considerati i parametri del deposito sabbioso-ghiaioso (bna).

#### 6.5.2 Analisi dei carichi

Dato che il rilevato ferroviario non insiste direttamente sull'opera di sostegno, nei calcoli qui presentati viene trascurata l'azione variabile dovuta al carico ferroviario.

Per la valutazione dei coefficienti sismici  $k_H$  e  $k_V$ , si rimanda alla relazione di calcolo sui muri di sottoscarpa ([4]).

#### 6.5.3 Risultati delle analisi

Nella seguente Tabella 6-6 vengono riassunti i valori dei fattori di sicurezza.

La stabilità dei muri, pertanto, è soddisfatta con requisiti di normativa (DM 17/01/2018) anche per le condizioni sismiche, essendo  $\gamma_{R,min} \geq 1,0$ .

Tabella 6-6 Sintesi dei fattori di sicurezza ottenuti con le verifiche di scorrimento (SLU) del muro

Altezza fuori terra (m)	Risultati $\gamma_{R,min} = FS_{min}$		
	Statica	Sismica $k_v > 0$	Sismica $k_v < 0$
4	2,49	1,57	1,42



## 7 VERIFICHE DI SICUREZZA DEI MURI (SLU DI TIPO STR)

L'incidenza dell'armatura viene valutata in base alla percentuale di armatura necessaria nella sezione all'incastro tra il fusto e la ciabatta.

Alla tabella seguente sono riassunti i valori dei momenti e le relative incidenze delle armature.

Altezza fuori terra (m)	Spessore incastro (m)	Momento (kN·m/m)	% armatura ( $A_{F,t}/A_c$ )	Incidenza armatura (kg/m <sup>3</sup> )
4	0,4	85	0,15	50

Mandataria

**TECH** PROJECT  
ingegneria integrata ©



Mandanti



## 8 VERIFICHE DI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (GEO)

### 8.1 Analisi degli SLE per opere di sostegno rigide

Le Norme Tecniche per le Costruzioni vigenti richiedono che gli spostamenti dell'opera di sostegno e del terreno circostante siano valutati nelle condizioni di esercizio per verificarne la compatibilità con la funzionalità dell'opera e con la sicurezza e funzionalità dei manufatti adiacenti.

In condizioni statiche, lo spostamento massimo dell'opera sarà senz'altro inferiore a quello necessario a mobilitare la spinta attiva, posto che le verifiche a ribaltamento e a scorrimento sono verificate con ampio margine di sicurezza.

Sulla base delle indicazioni fornite in appendice C dell'Eurocodice 7, per terreni granulari addensati il rapporto tra spostamento orizzontale  $v_a$  e altezza della parete  $h$  necessario a mobilitare la spinta attiva è nell'ordine di  $0,1 \div 0,2\%$  per il cinematismo corrispondente al ribaltamento dell'opera (rotazione rigida della parete attorno alla base) e di  $0,05 \div 0,1\%$  per il cinematismo corrispondente allo scorrimento (traslazione rigida della parete).

I valori di spostamento atteso in testa all'opera di sostegno, data l'altezza della parete, saranno pertanto inferiori a quelli riportati in Tabella 8-1.

Tabella 8-1 Valori limite di spostamento orizzontale per diverse altezze del muro

h scavo (m)	spostamento orizzontale atteso (cm)		
	$v_a/h=0,05$	$v_a/h=0,1$	$v_a/h=0,2$
2	0,10	0,20	0,40
3	0,15	0,30	0,60
4	0,20	0,40	0,80
5	0,25	0,50	1,00
6	0,30	0,60	1,20
7	0,35	0,70	1,40
8	0,40	0,80	1,60
9	0,45	0,90	1,80
10	0,50	1,00	2,00

#### 8.1.1 Risultati delle analisi

Per gli spostamenti orizzontali attesi in testa all'opera di sostegno si rimanda alla relativa relazione di calcolo sui muri di sottoscarpa ([4]).

Si ritiene che i valori di spostamento calcolati, inferiori al centimetro in condizioni statiche e nell'ordine di 2cm in condizioni sismiche, siano compatibili con la sicurezza dell'opera.

# ALLEGATO 1

## RISULTATI DELLE ANALISI DI STABILITÀ GLOBALE

*Mandataria*

**TECH** | PROJECT  
ingegneria integrata ©



*Mandanti*

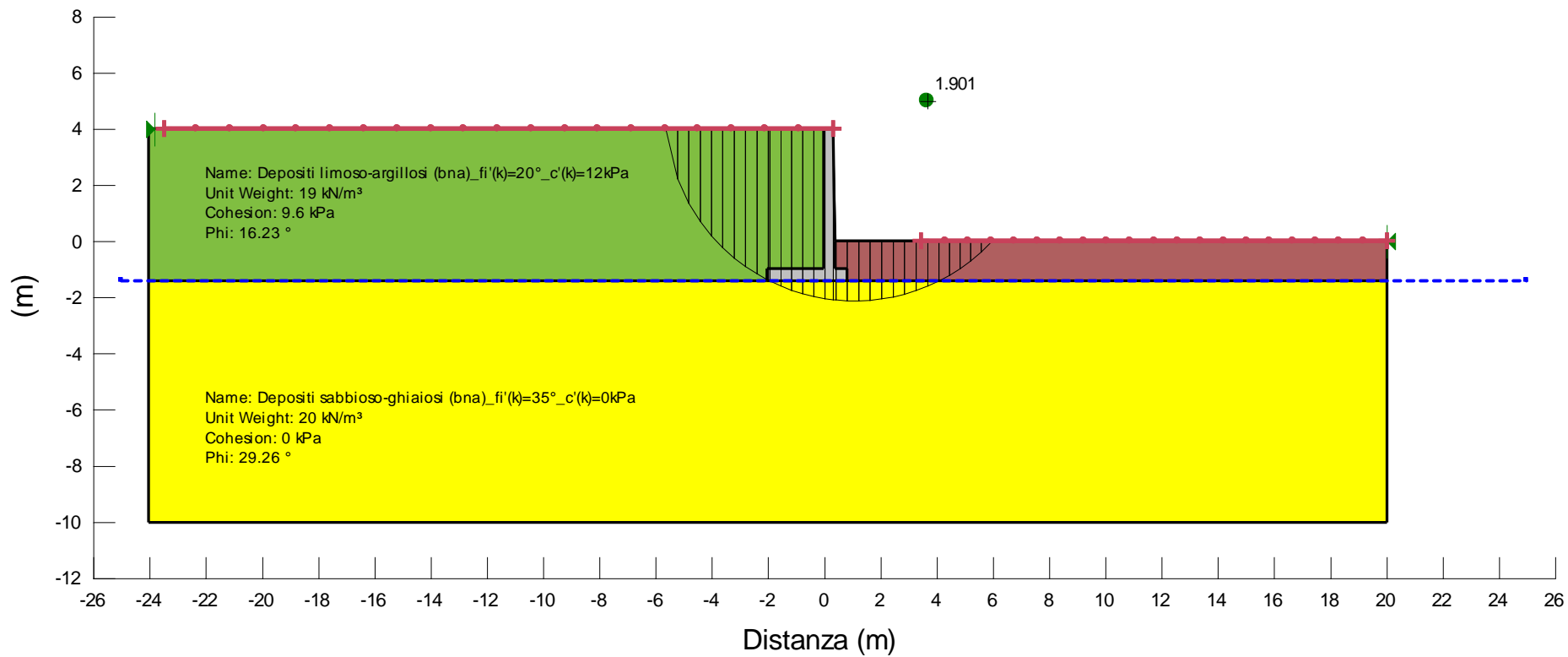


STUDIO GEOTECNICO ITALIANO srl  
ingegneria geotecnica - ingegneria sismica - ingegneria ambientale  
edilizia applicata



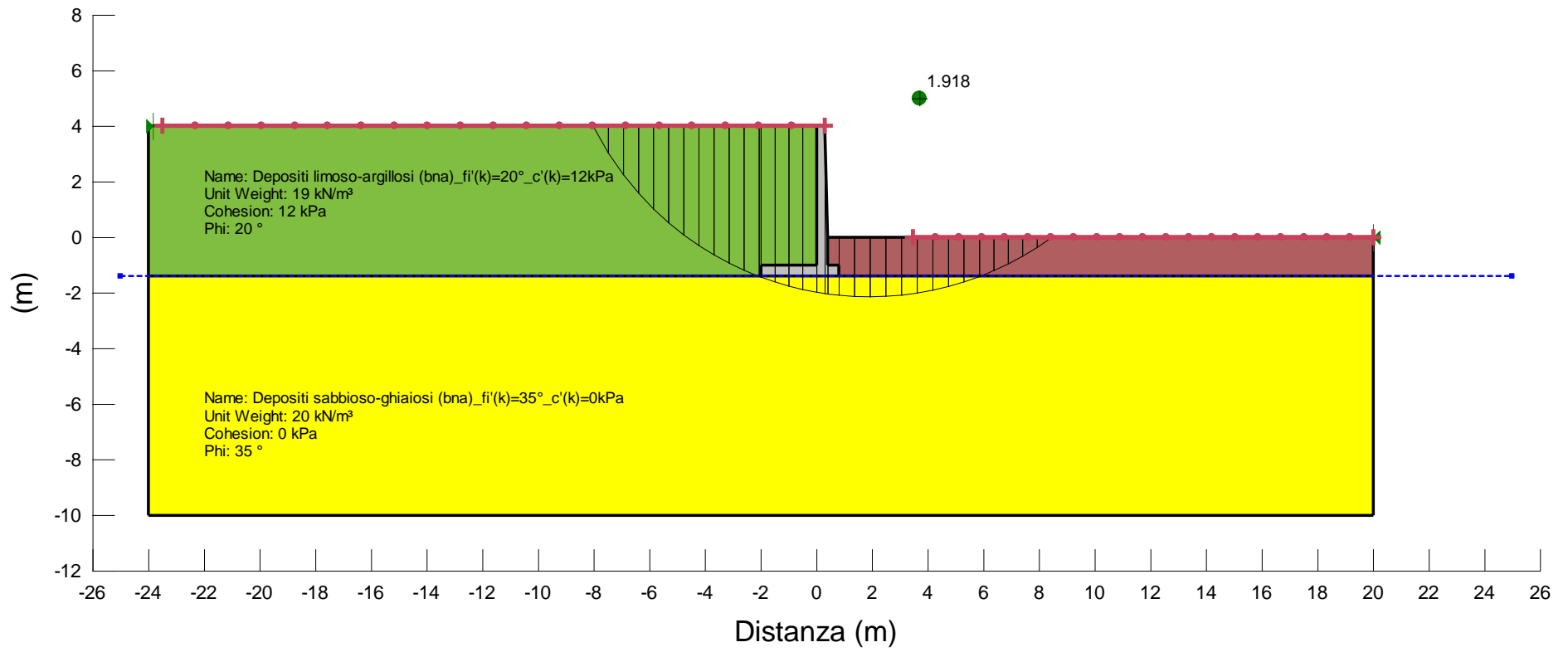
km 36+905  
H = 4m

Verifica di stabilità globale  
Approccio 1 Combinazione 2 - A2+M2+R2



km 36+905  
H = 4m

Verifica di stabilità globale  
Sismica kv+



km 36+905  
H = 4m

Verifica di stabilità globale  
Sismica kv-

