

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**

**Sottopasso pedonale km 39+355 (Via delle Volpi)**

**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 5

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 .....	14
6.2.1	<i>Metodologia di calcolo .....</i>	14
6.2.2	<i>Sezioni analizzate .....</i>	15
6.2.3	<i>Analisi dei carichi .....</i>	16
6.2.4	<i>Risultati delle analisi .....</i>	16
6.3	STATI LIMITE ULTIMI DI TIPO IDRAULICO (UPL).....	16
6.3.1	<i>Metodologia di calcolo .....</i>	16
6.3.2	<i>Sezioni di calcolo .....</i>	17
6.3.3	<i>Risultati delle analisi .....</i>	17
<b>7</b>	<b>VERIFICHE DI STATI LIMITE ULTIMI (STR).....</b>	<b>18</b>

Mandataria

Mandanti

*RELAZIONE GEOTECNICA SOTTOPASSO  
PEDONALE (VIA DELLE VOLPI) km 39+355*

---

7.1	ANALISI DEGLI SLU PER OPERE DI SOSTEGNO FLESSIBILI .....	18
7.1.1	<i>Risultati delle analisi</i> .....	18
<b>8</b>	<b>VERIFICHE DI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (GEO)</b> .....	<b>20</b>
8.1	ANALISI DEGLI SLE PER OPERE DI SOSTEGNO FLESSIBILI .....	20
8.1.1	<i>Risultati delle analisi</i> .....	20

ALLEGATI

Allegato 1 – RISULTATI DELLE ANALISI A ELEMENTI FINITI (OPERE DI SOSTEGNO)

## 1 PREMESSA

Il documento presente costituisce la relazione geotecnica del sottopasso pedonale, ubicato in corrispondenza della progressiva chilometrica 39+355 (Via delle Volpi) 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



## 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);

## 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

## 2.3 Riferimenti bibliografici

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

### 3 BREVE DESCRIZIONE DELLE OPERE

L'intervento è funzionale al raddoppio della linea ferroviaria compresa tra le stazioni di Pescia e Lucca, in particolare a realizzare la viabilità alternativa a quella attualmente esistente in conseguenza della prevista soppressione del P.L al km 39+321.

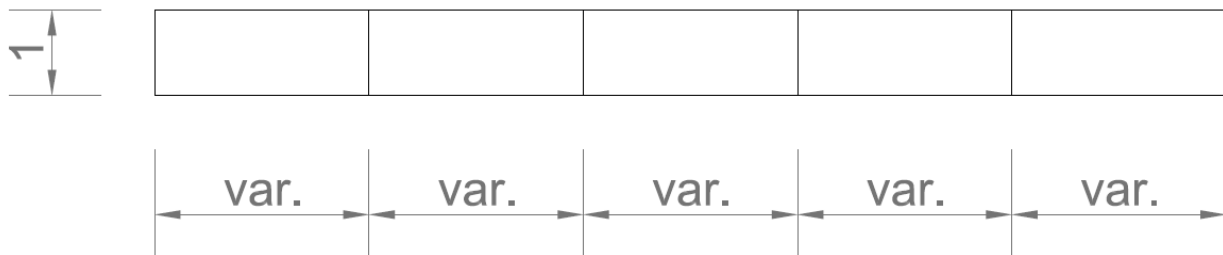
Il sottopasso sarà realizzato fra paratie costituite da diaframmi in c.a.

In corrispondenza dell'attraversamento della linea, la massicciata ferroviaria sarà appoggiata su una soletta in c.a. di spessore 75cm e luce netta L pari a 4m; la distanza tra l'intradosso della soletta e il piano stradale nel sottopasso è di 2.5m.

La fondazione dello scatolare è costituita da un solettone avente dimensioni 4.8m x 6m e spessore 1m.

Le paratie saranno costituite da diaframmi lineari in calcestruzzo di spessore 1m e lunghezza massima 12m, con sbalzo massimo di circa 4m.

Lo schema planimetrico della paratia è quello mostrato nella figura sotto.



#### 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 5.5m 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)	0-6,5	19	20	12	75	20
Depositi sabbiosi e ghiaiosi (bna)	6,5-35	20	35	0	-	30
Depositi limosi e sabbiosi (VIL_h)	>35	20,5	20	25	150	45

La natura dei terreni alla quota di imposta della fondazione dell'elemento scatolare ed i carichi in fondazione sono tali per cui si potranno adottare fondazioni dirette, dimensionate e verificate in accordo alla procedura descritta nel seguito.



## 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	$\gamma_{Qk}$	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  $\gamma_{Gk}$

**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
Coesione 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

**RELAZIONE GEOTECNICA SOTTOPASSO  
PEDONALE (VIA DELLE VOLPI) km 39+355**

**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 le resistenze 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;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione – terreno.

Inoltre, data la ridotta soggiacenza della falda, saranno da verificare gli SLU di tipo idraulico (UPL), relativamente alla situazione di:

- stabilità del fondo scavo per sollevamento.

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

**RELAZIONE GEOTECNICA SOTTOPASSO  
PEDONALE (VIA DELLE VOLPI) km 39+355**

$\varphi'$	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
$\varphi'$	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 ([8]):

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

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  $a_g=0.146g$  e il coefficiente che tiene conto dell'amplificazione stratigrafica e topografica  $S=1.790$  sono stati ricavati in precedenza per lo stato limite ultimo SLV (rif. [3]). La massima accelerazione orizzontale attesa al sito risulta quindi pari a  $a_{max}=1.790 \cdot 0.146g=0.262g$ , il coefficiente  $\beta_S = 0.24$ , e i coefficienti sismici  $k_H = 0.064$  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	
	MIN	MAX	MIN	MAX
N (kN)	6350	9150	4350	4400
V <sub>x</sub> (kN)	0	0	0	0
V <sub>y</sub> (kN)	0	0	0	0
e <sub>y</sub> (m)	-0,01	0,02	0,24	0,80
e <sub>x</sub> (m)	-0,31	-0,07	-0,79	-0,23
M <sub>x</sub> (kN·m)	33,1	-215	-1040	-3500
M <sub>y</sub> (kN·m)	1990	629	3440	1000

### 6.1.3 Risultati delle analisi

Per l'opera in esame, la capacità portante è stata verificata considerando il terreno stratificato (1m di depositi limoso-argillosi (bna) sovrastanti i depositi sabbioso-ghiaiosi (bna)).

Dati i carichi e le combinazioni indicate in precedenza, si sono ottenuti i valori della resistenza ultima per capacità portante,  $q_{LIM}$ , rispettivamente per le condizioni drenate (D) e non drenate (ND), riportati in Tabella 6-2.

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

	SLU		SLV	
	MIN	MAX	MIN	MAX
$q_{LIM,D}$ (kPa)	2054	2035	1126	1017
$q_{LIM,ND}$ (kPa)	2062	2043	1168	1058

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

**Tabella 6-3 Sintesi dei fattori di sicurezza ottenuti con le verifiche di capacità portante (SLU-GEO)**

Combinazione N <sub>min</sub>		Combinazione N <sub>max</sub>	
Risultati $\gamma_{R,min} = FS_{min}$ (*)		Risultati $\gamma_{R,min} = FS_{min}$ (*)	
Statica	Sismica k <sub>v</sub> >0	Statica	Sismica k <sub>v</sub> >0
8,2 (D)	4,4 (D)	6,2 (D)	4,1 (D)

(\*) Analisi in condizioni drenate (D) o non drenate (ND), riferito ai parametri dei depositi coesivi

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

In accordo al DM 17/01/2018, la verifica di stabilità globale dell'insieme opera di sostegno – terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (coefficienti parziali A2+M2+R2).

La verifica di stabilità globale viene effettuata con i metodi cosiddetti “dell'equilibrio limite” tipici delle analisi di stabilità dei pendii, che consistono nell'individuare diverse possibili superfici di scivolamento che coinvolgono il terreno sostenuto dall'opera e quello di fondazione e nell'analizzare, per ciascuna di esse, l'equilibrio allo scivolamento del cuneo di materiali soprastanti, considerato come se fosse rigido.

I vari metodi di calcolo dell'equilibrio limite disponibili in letteratura (Bishop, 1955; Janbu, 1973; Morgenstern e Price, 1965; Fellenius, 1927; etc.), si basano tutti sulle ipotesi seguenti:

- il coefficiente di sicurezza è definito come rapporto tra resistenza al taglio e sforzo di taglio mobilitato lungo la ipotetica superficie di scorrimento;
- il coefficiente di sicurezza (FS), che per la superficie corrispondente alla rottura è unitario, è costante in tutti i punti della superficie di scorrimento;
- la rottura avviene per il raggiungimento, contemporaneamente in tutti i punti della superficie di scorrimento, della resistenza limite.

Per quanto riguarda le opere di sostegno di tipo paratie, le analisi di stabilità sono effettuate sia per le condizioni statiche sia per le 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:

c) componente verticale:  $F_V = 0$

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

dove:

W = peso del volume di terreno potenzialmente instabile;

$k_H$  = coefficiente sismico orizzontale.

$$k_H = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}/g \geq 0.2 a_{max}/g;$$

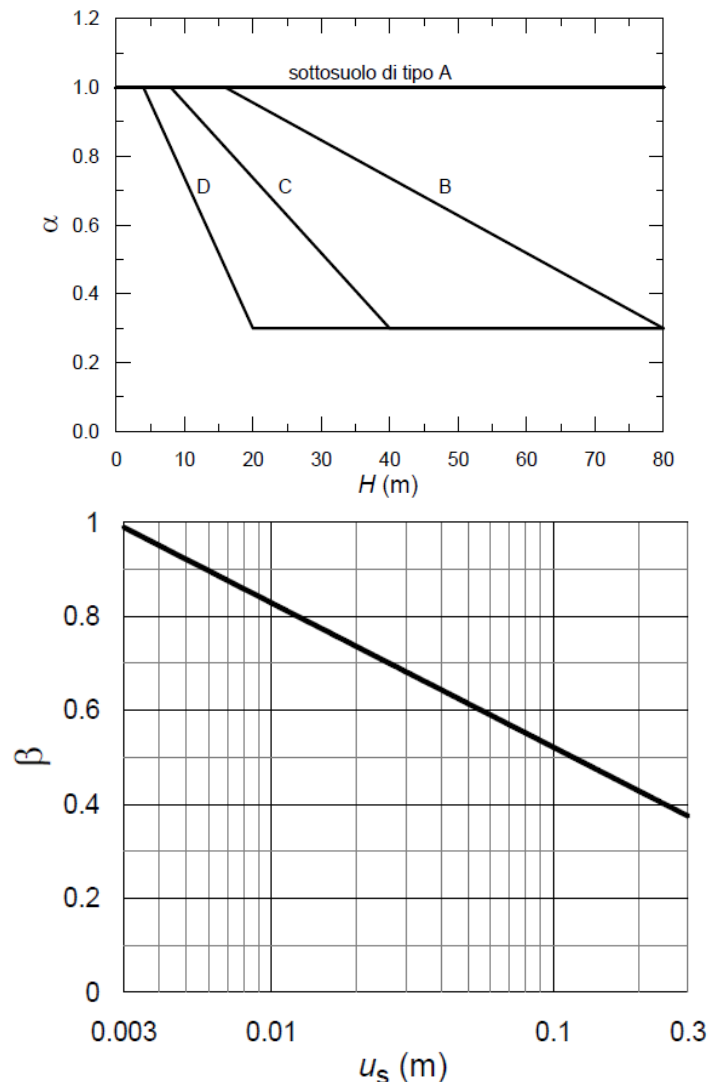
$\alpha, \beta$  = coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;

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

g = accelerazione di gravità.

I valori dei coefficienti  $\alpha$  e  $\beta$  possono essere ricavati dai diagrammi seguenti (Fig. 7.11.2 e 7.11.3 della Normativa vigente) in funzione dell'altezza complessiva dell'opera di sostegno  $H$ , della categoria di sottosuolo e del massimo spostamento permanente  $u_s \leq 0.005H$  che l'opera può tollerare:

**RELAZIONE GEOTECNICA SOTTOPASSO  
 PEDONALE (VIA DELLE VOLPI) km 39+355**



La categoria di sottosuolo C, il valore atteso dell'accelerazione orizzontale al sito pari a  $a_g=0.146g$  e il coefficiente che tiene conto dell'amplificazione stratigrafica e topografica  $S=1.790$  sono stati ricavati in precedenza per lo stato limite ultimo SLV (rif. [3]). La massima accelerazione orizzontale attesa al sito risulta quindi pari a  $a_{max}=1.790 \cdot 0.146g=0.262g$ .

**6.2.2 Sezioni analizzate**

Per l'opera in esame è stata considerata 1 sezione tipologica delle opere di sostegno, corrispondente alla profondità di scavo massima riportata di seguito:

Sezione	Profondità di scavo (m)	Altezza complessiva opera di sostegno (m)
1	4	12

Come prescritto dalle Norme vigenti, per opere di sostegno a sbalzo, per le quali la resistenza del volume di terreno a valle dell'opera determina la resistenza dell'opera stessa,

Mandataria

Mandanti



si deve tener conto di possibili variazioni del profilo del terreno. In quest'ottica, la quota del p.c. a valle viene diminuita di una quantità pari al minore tra 0.5m e il 10% dell'altezza di terreno da sostenere.

### 6.2.3 Analisi dei carichi

Fatto salvo nel tratto in corrispondenza dell'attraversamento della linea, che è oggetto di specifica modellazione (si rimanda alla Relazione di calcolo impalcato e sottostrutture per i dettagli al riguardo), il rilevato ferroviario non insiste direttamente sull'opera di sostegno, pertanto nei calcoli qui presentati viene trascurata l'azione variabile dovuta al carico ferroviario.

Sovraccarichi permanenti a tergo dell'opera di sostegno sono stati presi in considerazione in presenza di edifici adiacenti all'opera.

### 6.2.4 Risultati delle analisi

Per l'analisi sismica delle varie sezioni di calcolo sono state valutate le seguenti quantità:

Sezione	Massimo spostamento tollerabile $u_s$ (m)	$\alpha$ (-)	$\beta$ (-)	Coefficiente sismico $k_H$ (-)
1	0,06	0,9	0,59	0,139

Data la geometria dell'opera di sostegno (larghezza dello scavo inferiore alla lunghezza di infissione della paratia), il fattore di sicurezza minimo risulta pari a 5,3.

La stabilità globale dell'insieme opera di sostegno-terreno è pertanto soddisfatta con requisiti di normativa (DM 17/01/2018) anche per le condizioni sismiche, essendo  $\gamma_{R,min} \geq 1,1$ .

## 6.3 Stati Limite Ultimi di tipo idraulico (UPL)

### 6.3.1 Metodologia di calcolo

Poiché, in base ai riscontri della modellazione geotecnica, gli scavi per realizzare il sottovia dovranno essere approfonditi al di sotto del livello di falda di progetto, e considerando la natura granulare dei materiali e l'assenza di uno strato coesivo di caratteristiche tali da poter garantire l'impermeabilità dello scavo, si prevede la realizzazione di un tampone di fondo da realizzarsi con colonne di jet-grouting.

La verifica al sollevamento del tampone di fondo e della paratia è svolta in accordo alle Norme, che prevedono per i parametri geotecnici il set di coefficienti parziali M2 (Tabella 5.2), mentre per le azioni si devono adottare quelli relativi alla condizione UPL (Tabella 5.3).

La verifica è soddisfatta se:

$$V_{inst,d} = G_{inst,d} + Q_{inst,d} \leq G_{stb,d} + R_d$$

dove:

$V_{inst,d}$  valore di progetto dell'azione instabilizzante, ovvero la pressione idraulica

Mandataria

Mandanti

**RELAZIONE GEOTECNICA SOTTOPASSO  
PEDONALE (VIA DELLE VOLPI) km 39+355**

$G_{inst,d}$	componente permanente della pressione idraulica
$Q_{inst,d}$	componente variabile della pressione idraulica
$G_{stb,d}$	valore di progetto della forza stabilizzante
$R_d$	valore di progetto delle resistenze

Il fattore di sicurezza dovrà quindi essere almeno uguale a 1,0.

Le analisi sono state eseguite a metro lineare di opera di sostegno e, cautelativamente, la resistenza per attrito lungo le pareti  $R_d$  è stata trascurata.

### 6.3.2 Sezioni di calcolo

La sezione di calcolo per cui è stata verificata la stabilità del fondo scavo al sollevamento è la stessa per cui è stata eseguita la verifica di stabilità globale (cfr. 6.2.2).

### 6.3.3 Risultati delle analisi

Nella seguente Tabella 6-4 vengono riassunte le quantità relative al progetto del tappo di fondo con funzione impermeabile (posizione e spessore) considerate nelle verifiche di stabilità al sollevamento.

**Tabella 6-4 Sintesi dei dati del tappo di fondo impermeabile**

Sezione	Quota di base del tappo (m sotto testa paratia)	Spessore del tappo (m)
1	8	2

Nella seguente Tabella 6-5 vengono invece riassunti i valori dei fattori di sicurezza corrispondenti ai vari casi esaminati.

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

**Tabella 6-5 Sintesi dei fattori di sicurezza ottenuti con le verifiche di stabilità del fondo scavo (SLU-UPL)**

Sezione	Risultati $\gamma_{R,min} = FS_{min}$	
	Sollevamento tampone	Sollevamento intera opera
1	1,21	1,96

## 7 VERIFICHE DI STATI LIMITE ULTIMI (STR)

### 7.1 Analisi degli SLU per opere di sostegno flessibili

Le verifiche agli stati limite ultimi sono state effettuate con analisi di interazione terreno-struttura mediante il codice di calcolo agli elementi finiti (FEM) PLAXIS 2D versione 2017 ([www.plaxis.com](http://www.plaxis.com), P.O. Box 572, 2600 AN Delft, The Netherlands). Il programma permette di simulare le fasi di scavo e di realizzazione delle opere secondo l'effettiva sequenza costruttiva prevista.

I calcoli sono condotti in condizione di deformazione piana (modello 2D). Le seguenti condizioni al contorno sono state applicate sui bordi del modello:

- spostamenti orizzontali nulli sui contorni verticali;
- spostamenti orizzontali e verticali nulli alla base del modello.

Il comportamento dei terreni è modellato mediante una legge costitutiva elasto-plastica con criterio di rottura secondo il modello di Mohr-Coulomb (parametri  $c'$ ,  $\phi'$  ed eventualmente dilatanza). I parametri utilizzati nel modello sono quelli indicati al Cap. 4.

Le analisi di interazione sono state effettuate adottando coefficienti parziali unitari sia sulle azioni che sulle resistenze dei terreni (parametri caratteristici).

I valori di progetto delle sollecitazioni negli elementi strutturali ( $E_d$ ) sono stati determinati applicando i coefficienti parziali per le azioni  $\gamma_A$  agli effetti delle azioni, in particolare:

- $\gamma_{A1} = 1,3$  applicato agli effetti indotti dai carichi permanenti ( $E_{k,PL}$ )
- $\gamma_{A1} = 1,5$  applicato agli effetti indotti dai carichi variabili ( $E_{k,VL}$ )

I valori di progetto degli effetti delle azioni agenti sugli elementi strutturali sono quindi pari a:

$$E_d = 1,3 \cdot E_{k,PL} + 1,5 \cdot (E_{k,TOT} - E_{k,PL})$$

Sono state verificate sia le condizioni statiche, in fase provvisoria di scavo e considerando la configurazione finale dell'opera, che quelle sismiche per la sola configurazione finale dell'opera (analisi pseudo-statica con i coefficienti sismici indicati al paragrafo 6.2.1).

Vista la tipologia dell'opera di sostegno, riconducibile ad un'opera flessibile, le forze pseudo-statiche che sostituiscono le azioni dinamiche vengono valutate secondo la teoria di Mononobe & Okabe, cioè con distribuzione triangolare lungo l'intera altezza complessiva dell'opera e risultante nello stesso punto della risultante delle spinte statiche.

#### 7.1.1 Risultati delle analisi

I risultati grafici delle analisi FEM sono riportati in Allegato 1.

L'incidenza dell'armatura viene valutata in base alla percentuale di armatura necessaria nella sezione in corrispondenza del momento flettente massimo.

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

*RELAZIONE GEOTECNICA SOTTOPASSO  
PEDONALE (VIA DELLE VOLPI) km 39+355*

Sezione	Momento flettente (kNm/m)		% armatura (A <sub>t</sub> /A <sub>c</sub> )	Incidenza armatura (kg/m <sup>3</sup> )
	Statica	Sismica		
1 – edificio adiacente	280	325	0,2	50
1 – free-field	278	322	0,2	50

Mandataria

**TECH** PROJECT  
ingegneria integrata ©



Mandanti



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

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

Le verifiche agli stati limite ultimi di esercizio sono state effettuate con analisi di interazione terreno-struttura mediante il codice di calcolo agli elementi finiti (FEM) PLAXIS 2D versione 2017 (www.plaxis.com, P.O. Box 572, 2600 AN Delft, The Netherlands). Il programma permette di simulare le fasi di scavo e di realizzazione delle opere secondo l'effettiva sequenza costruttiva prevista.

I calcoli sono condotti in condizione di deformazione piana (modello 2D). Le seguenti condizioni al contorno sono state applicate sui bordi del modello:

- spostamenti orizzontali nulli sui contorni verticali;
- spostamenti orizzontali e verticali nulli alla base del modello.

Il comportamento dei terreni è modellato mediante una legge costitutiva elasto-plastica con criterio di rottura secondo il modello di Mohr-Coulomb (parametri  $c'$ ,  $\phi'$  ed eventualmente dilatanza). I parametri utilizzati nel modello sono quelli indicati al Cap. 4.

Le analisi di interazione sono state effettuate adottando coefficienti parziali unitari sia sulle azioni che sulle resistenze dei terreni (parametri caratteristici).

Sono state verificate sia le condizioni statiche, in fase provvisoria di scavo e considerando la configurazione finale dell'opera, che quelle sismiche per la sola configurazione finale dell'opera (analisi pseudo-statica con i coefficienti sismici indicati al paragrafo 6.2.1).

Vista la tipologia dell'opera di sostegno, riconducibile ad un'opera flessibile, le forze pseudo-statiche che sostituiscono le azioni dinamiche vengono valutate secondo la teoria di Mononobe & Okabe, cioè con distribuzione triangolare lungo l'intera altezza complessiva dell'opera e risultante nello stesso punto della risultante delle spinte statiche.

#### 8.1.1 Risultati delle analisi

I risultati grafici delle analisi FEM sono riportati in Allegato 1.

Nella seguente Tabella 8-1 vengono riassunti i valori degli spostamenti orizzontali attesi in testa all'opera di sostegno di tipo paratia corrispondenti ai vari casi esaminati per la sezione con profondità di scavo massima.

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 e delle strutture ad essa adiacenti.

**Tabella 8-1 Sintesi degli spostamenti orizzontali in testa all'opera di sostegno (SLE-GEO)**

Sezione	Spostamenti orizzontali $d_x$ (cm)	
	Statica	Sismica
1 – edificio adiacente	0,1	1,4
1 – free-field	0,1	1,4

# ALLEGATO 1

RISULTATI DELLE ANALISI FEM (OPERE DI SOSTEGNO)

Mandataria

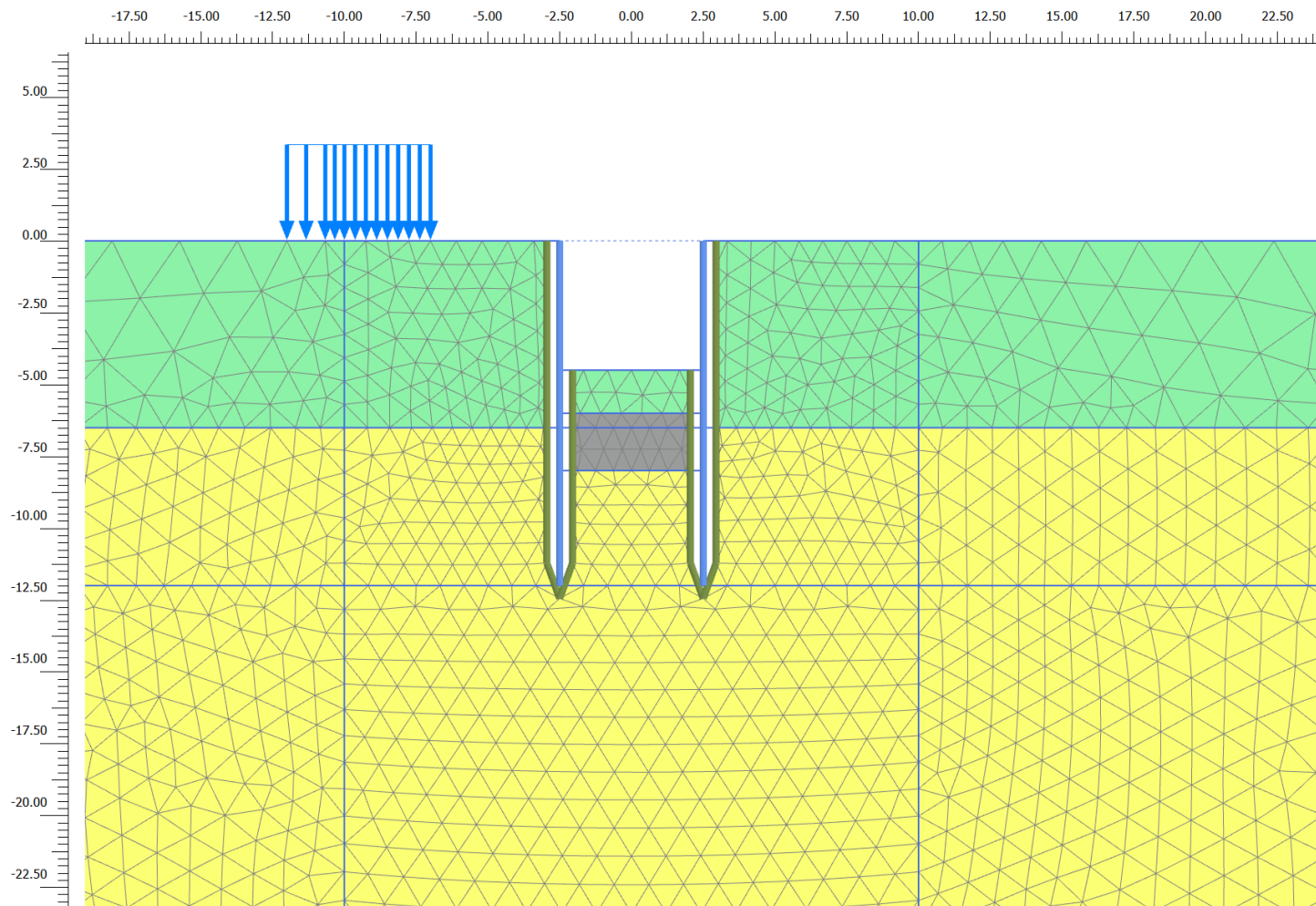
**TECH** PROJECT  
ingegneria integrata ©



Mandanti

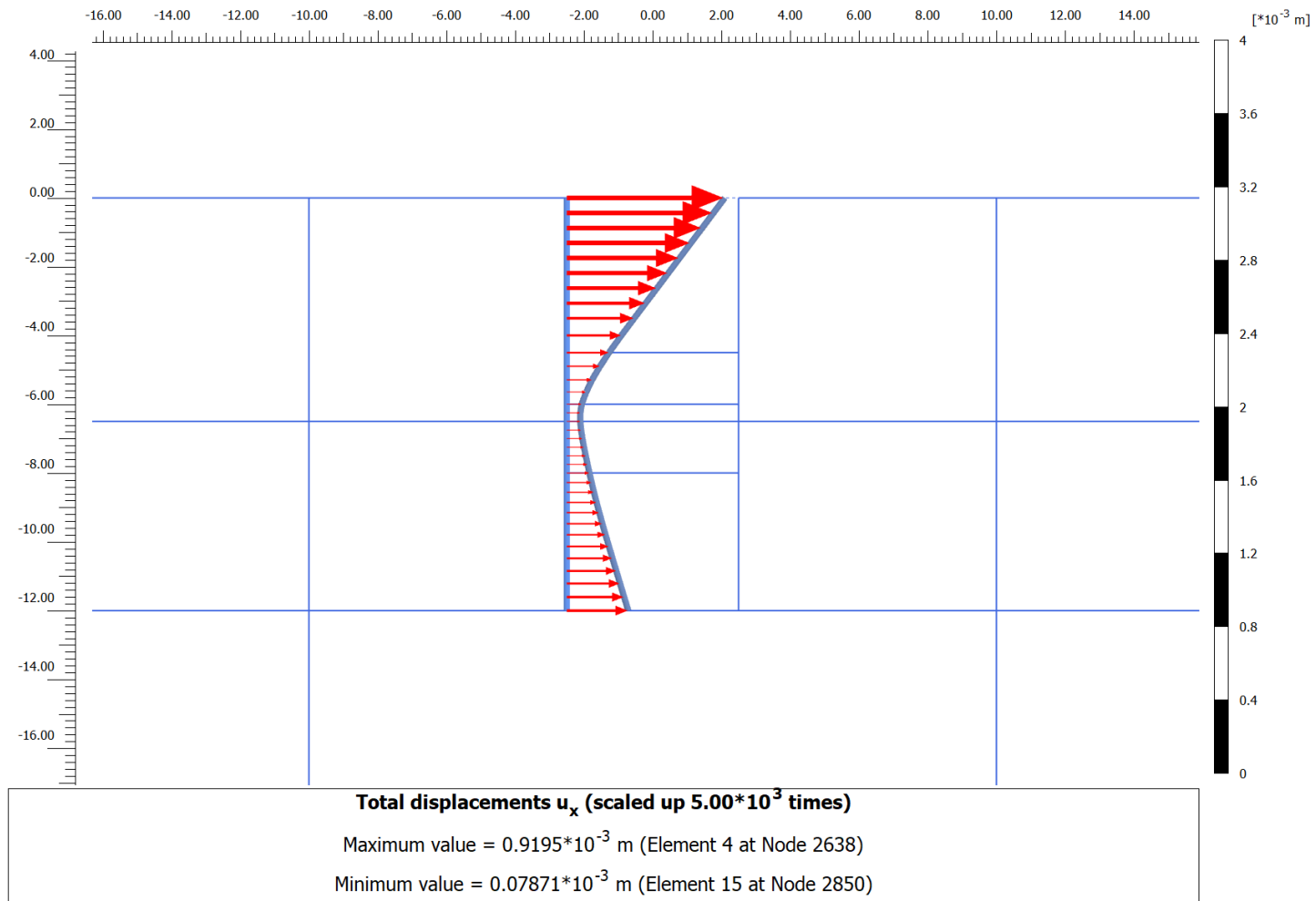


# MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI



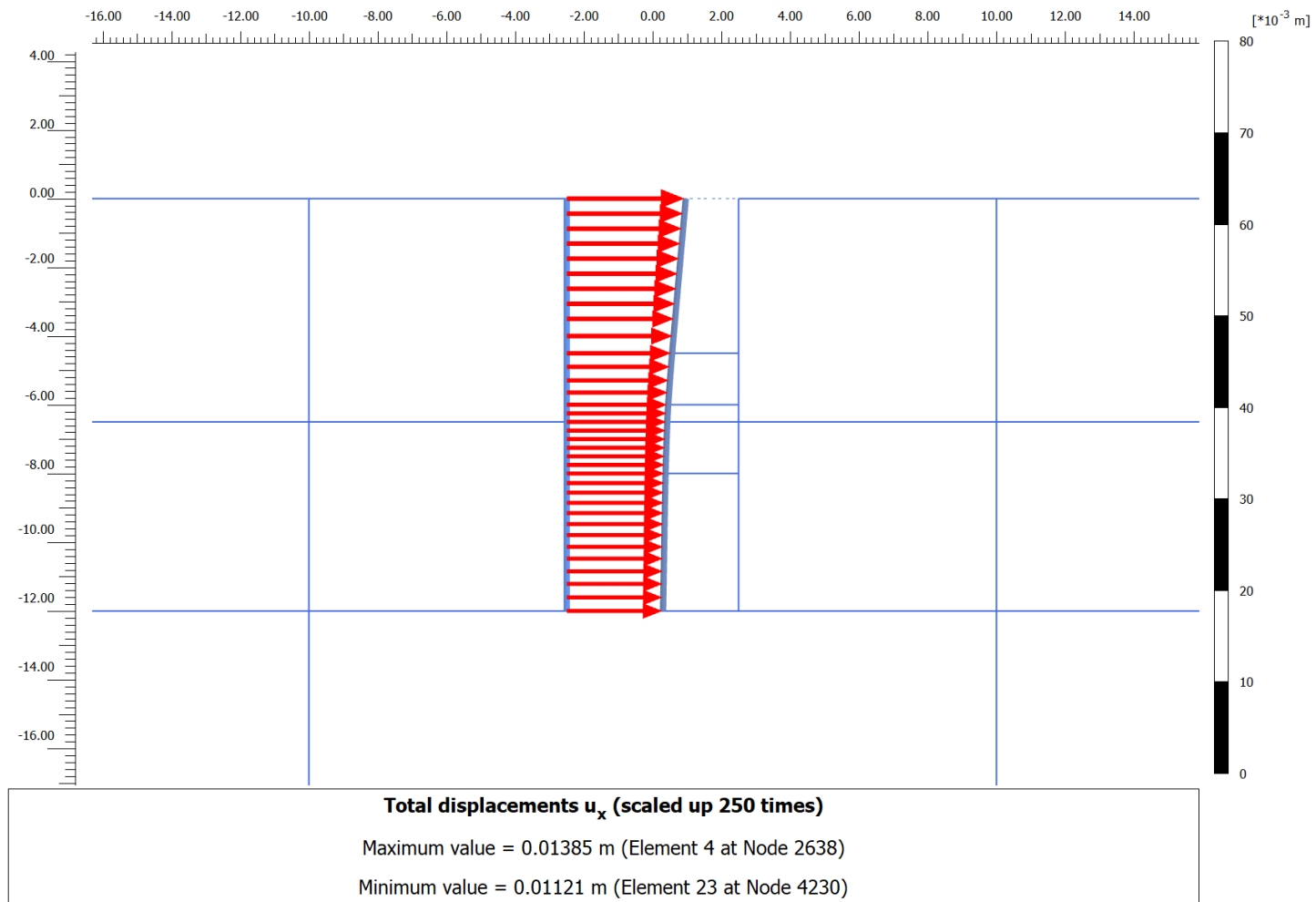
## SEZIONE 1 – EDIFICIO ADIACENTE

Spostamenti totali orizzontali (m) – condizione statica

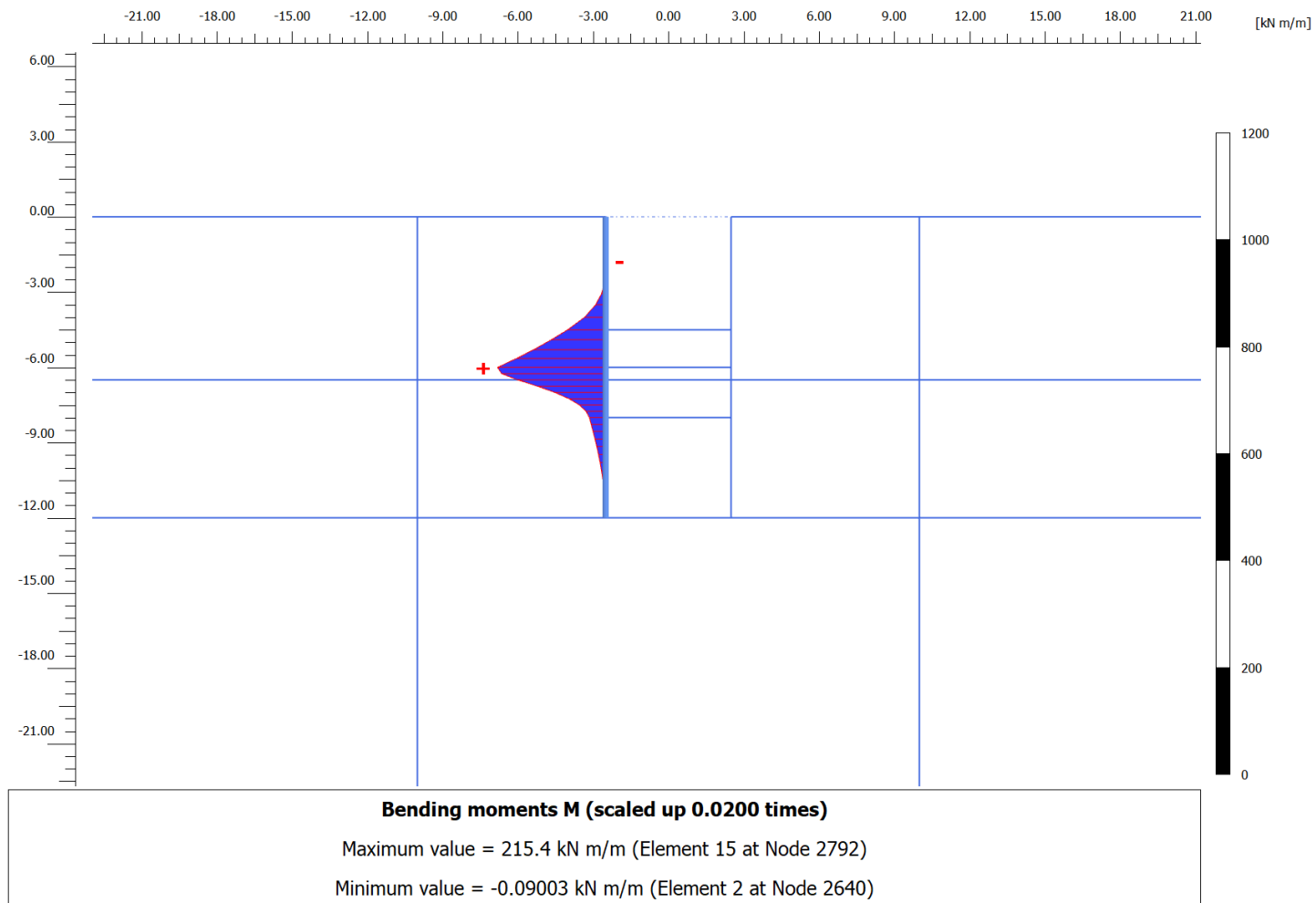




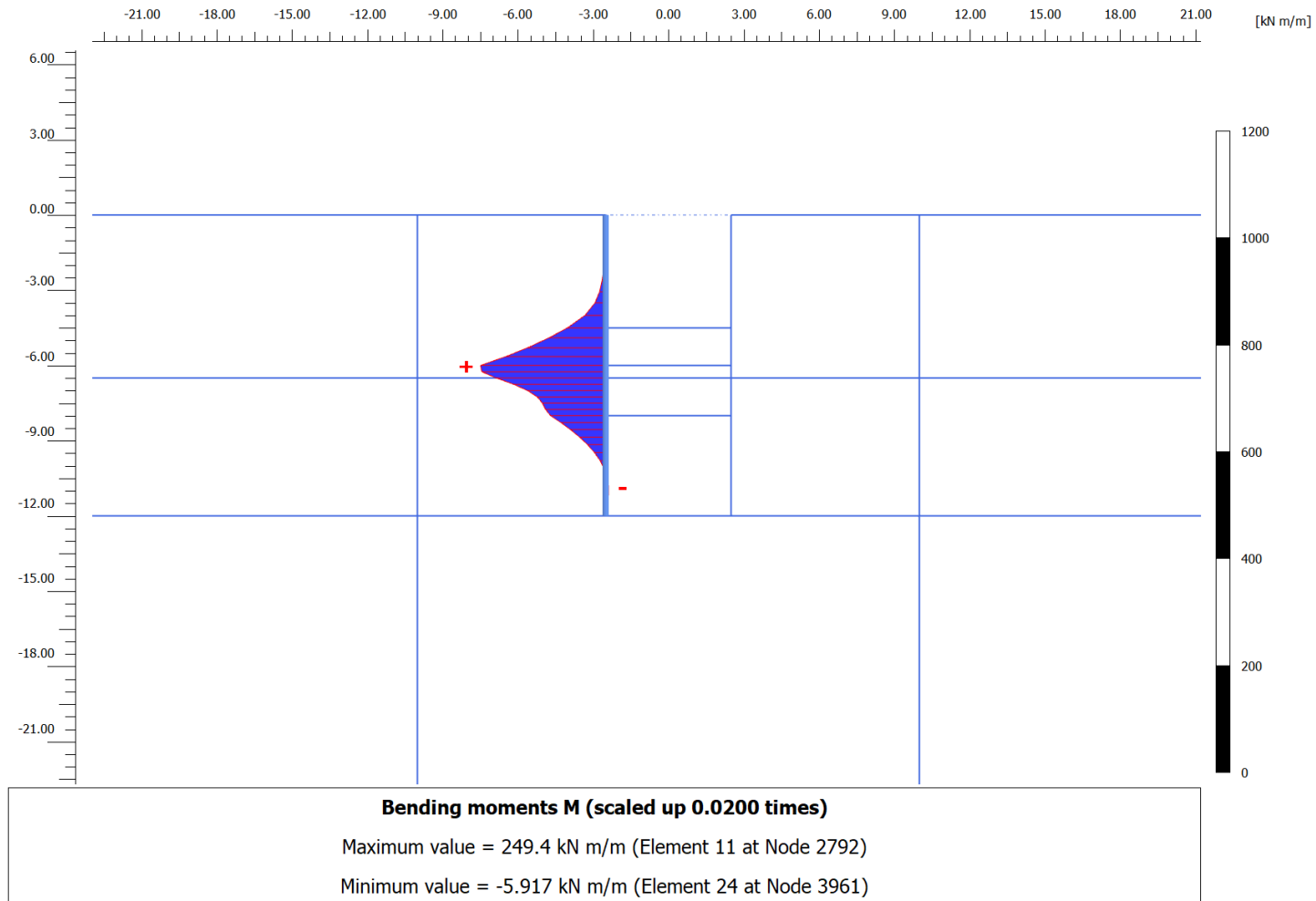
## Spostamenti totali orizzontali (m) – condizione sismica



Momento flettente (kNm/m) – condizione statica (valori da moltiplicare per  $\gamma_{A1}=1.3$ )

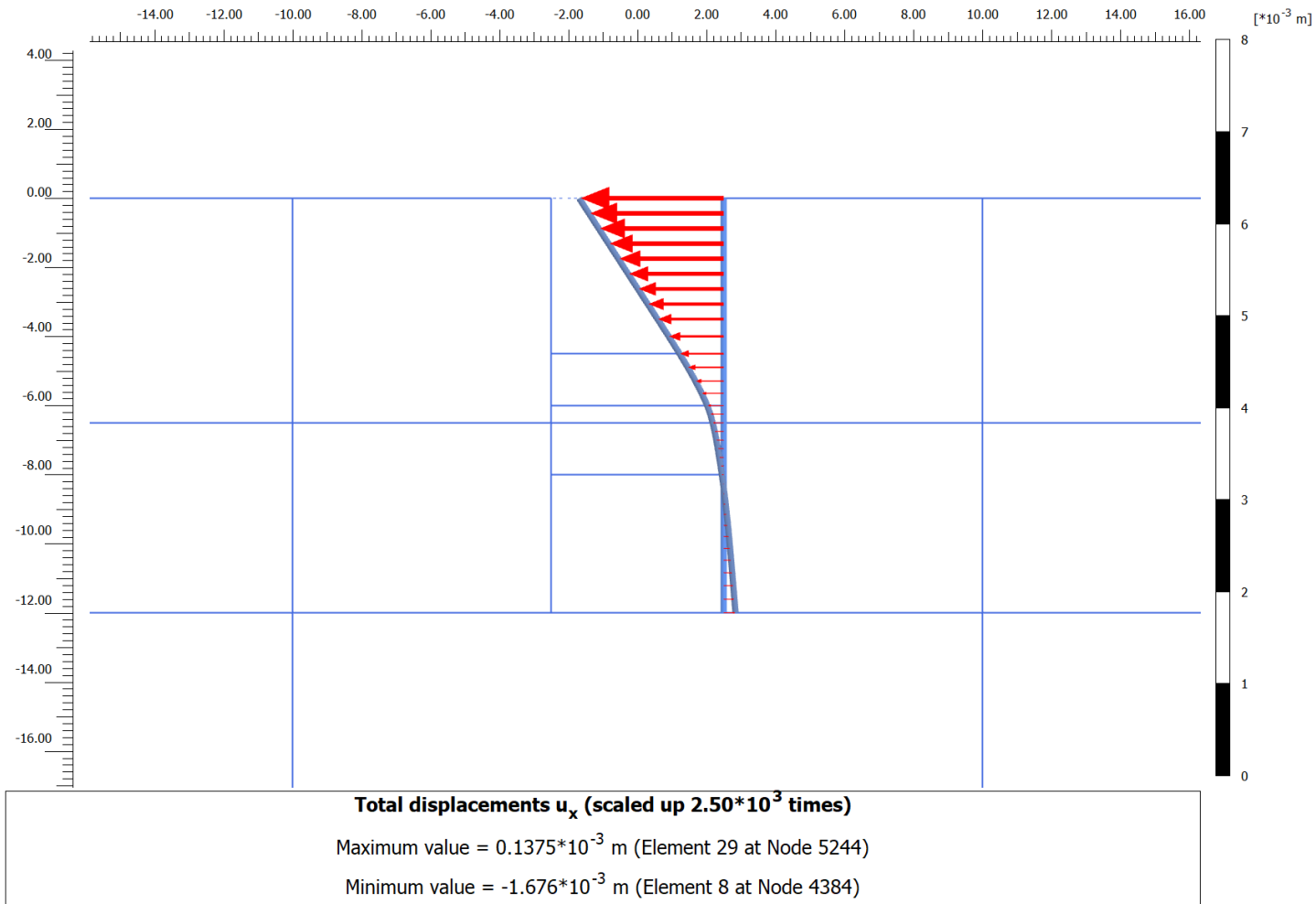


Momento flettente (kNm/m) – condizione sismica (valori da moltiplicare per  $\gamma_{A1}=1.3$ )

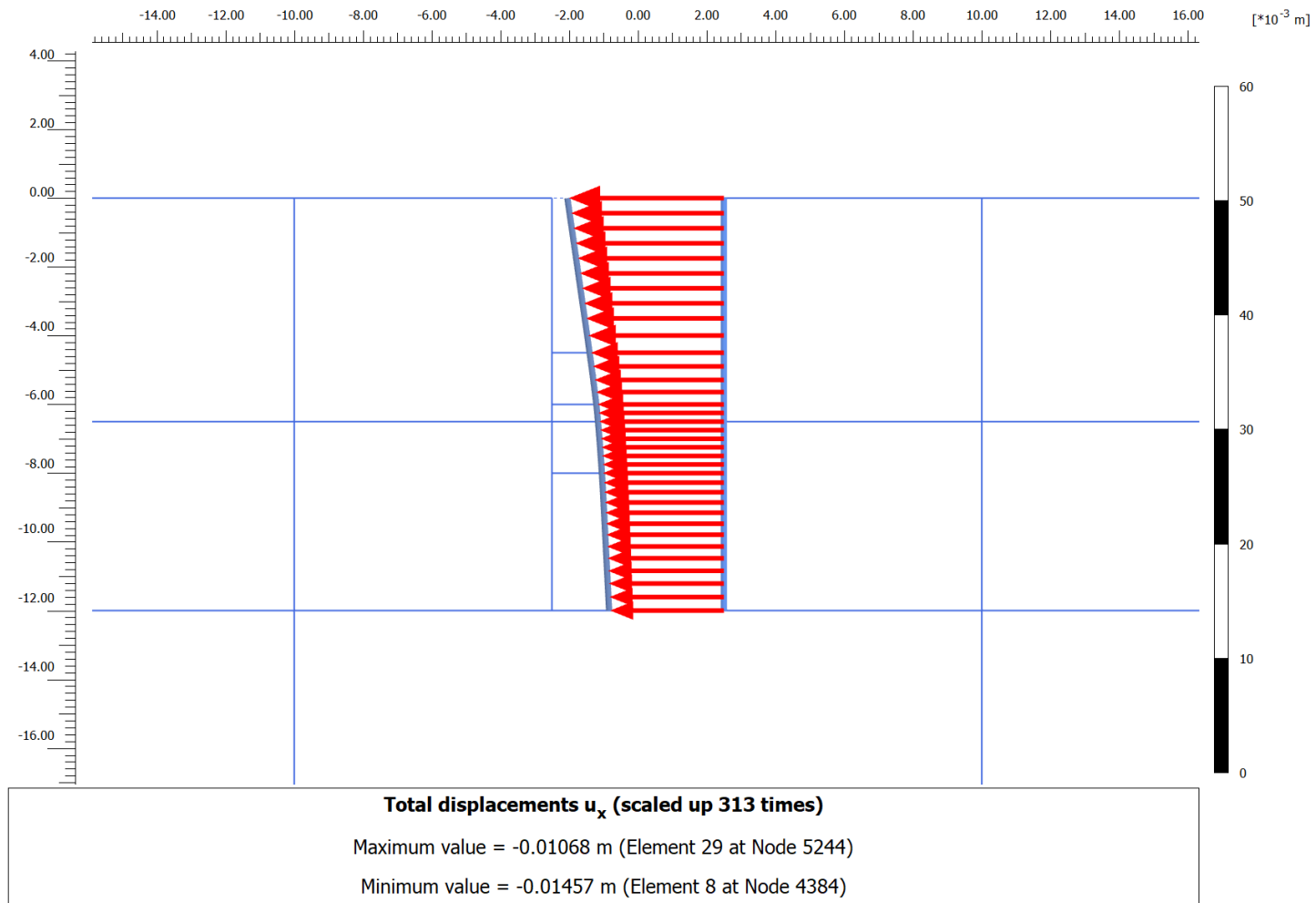


## SEZIONE 1 – FREE-FIELD

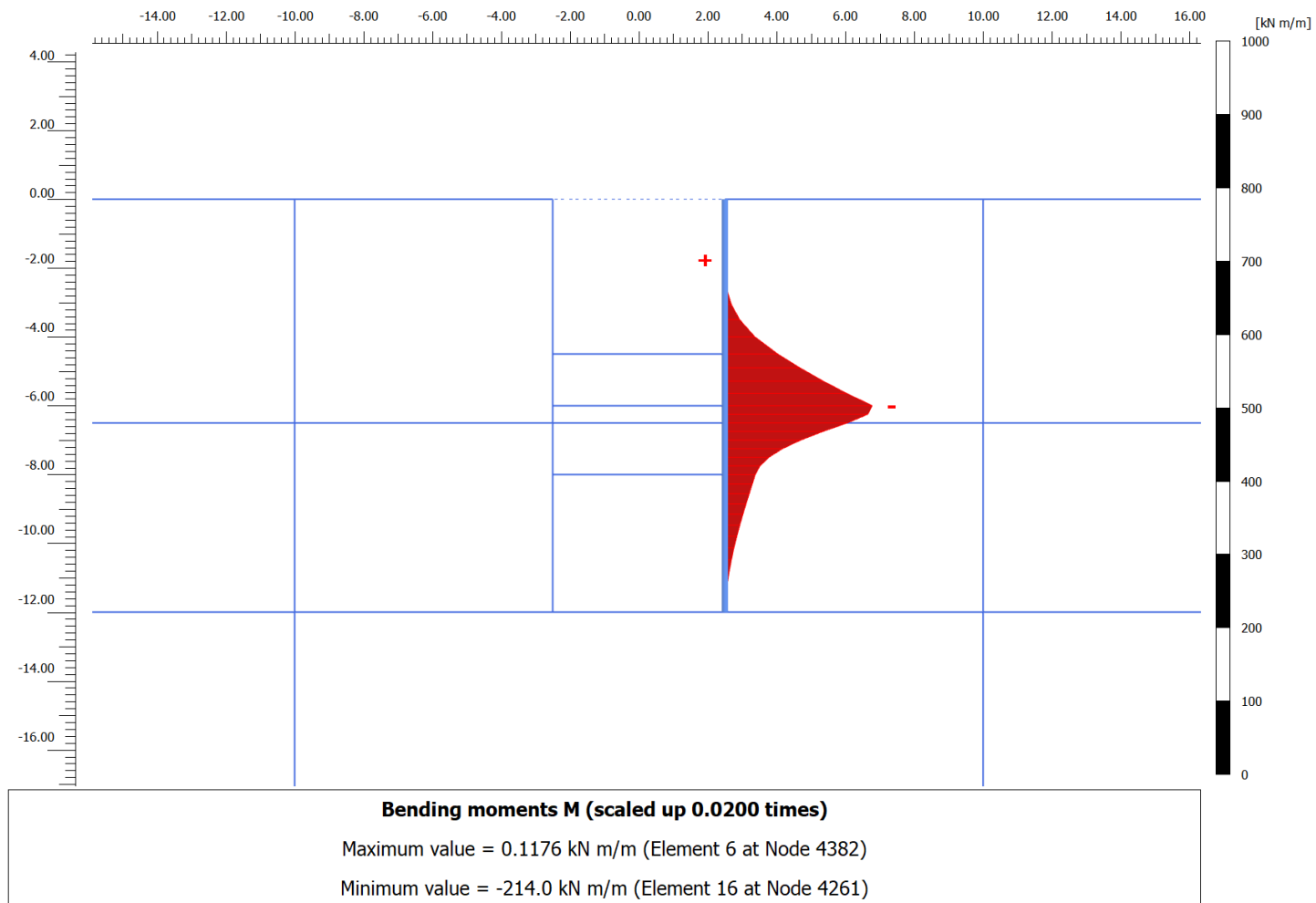
Spostamenti totali orizzontali (m) – condizione statica



# Spostamenti totali orizzontali (m) – condizione sismica



Momento flettente (kNm/m) – condizione statica (valori da moltiplicare per  $\gamma_{A1}=1.3$ )



Momento flettente (kNm/m) – condizione sismica (valori da moltiplicare per  $\gamma_{A1}=1.3$ )

