

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 sostitutivo del PL al km 39+714,60

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 6

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

1	PREMESSA.....	3
2	RIFERIMENTI PER LA PROGETTAZIONE	4
2.1	LEGGI, NORME E RACCOMANDAZIONI	4
2.2	DOCUMENTI DI PROGETTO.....	5
2.3	RIFERIMENTI BIBLIOGRAFICI	5
3	BREVE DESCRIZIONE DELLE OPERE.....	6
4	MODELLO GEOTECNICO DI RIFERIMENTO.....	7
5	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE	8
6	VERIFICHE DI STATI LIMITE ULTIMI (GEO).....	10
6.1	STABILITÀ GLOBALE DELL'INSIEME OPERA DI SOSTEGNO – TERRENO	10
6.1.1	<i>Metodologia di calcolo</i>	<i>10</i>
6.1.2	<i>Sezioni analizzate</i>	<i>12</i>
6.1.3	<i>Analisi dei carichi</i>	<i>12</i>
6.1.4	<i>Risultati delle analisi</i>	<i>12</i>
6.2	STATI LIMITE ULTIMI DI TIPO IDRAULICO (UPL).....	13
6.2.1	<i>Metodologia di calcolo</i>	<i>13</i>
6.2.2	<i>Sezioni di calcolo</i>	<i>13</i>
6.2.3	<i>Risultati delle analisi</i>	<i>13</i>
7	VERIFICHE DI STATI LIMITE ULTIMI (STR).....	15
7.1	ANALISI DEGLI SLU PER OPERE DI SOSTEGNO FLESSIBILI	15
7.1.1	<i>Risultati delle analisi</i>	<i>15</i>
8	VERIFICHE DI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (GEO).....	17
8.1	ANALISI DEGLI SLE PER OPERE DI SOSTEGNO FLESSIBILI	17
8.1.1	<i>Risultati delle analisi</i>	<i>17</i>

ALLEGATI

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

Mandataria

TECH PROJECT
ingegneria integrata ©



Mandanti



1 PREMESSA

Il documento presente costituisce la relazione geotecnica del sottovia sostitutivo di PL, ubicato in corrispondenza della progressiva chilometrica 39+714,60 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

Mandataria

TECH PROJECT
ingegneria integrata ©



Mandanti



3 BREVE DESCRIZIONE DELLE OPERE

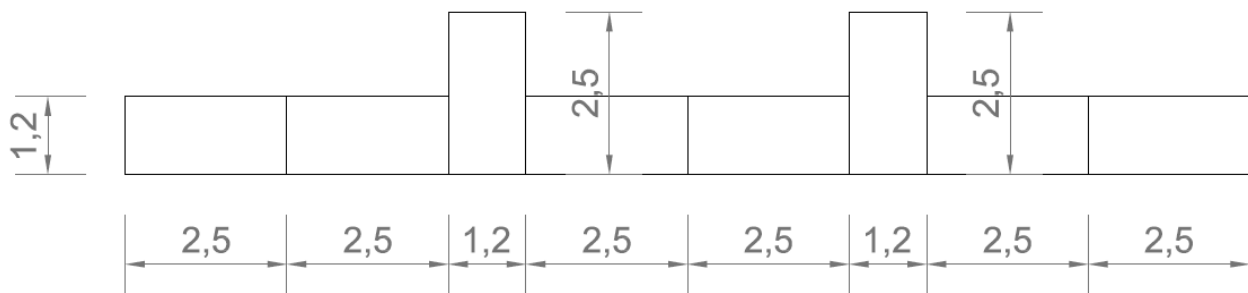
L'intervento è funzionale al raddoppio della linea ferroviaria compresa tra le stazioni di Pescia e Lucca, in particolare a realizzare la viabilità alternativa a quella attualmente esistente in conseguenza della prevista soppressione del P.L. sulla Via della Madonnina.

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

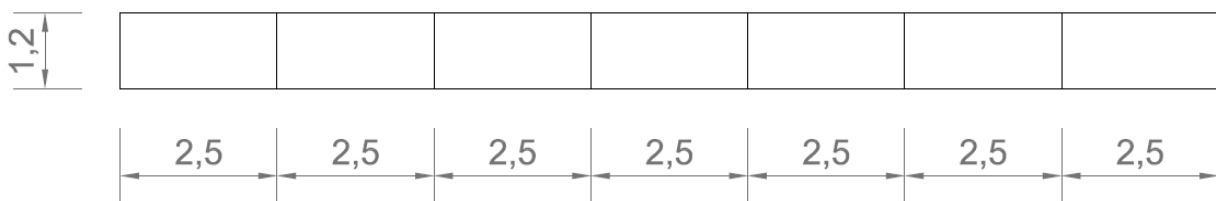
Le paratie saranno costituite da diaframmi in calcestruzzo di spessore 1,2m e lunghezza massima 20m, con sbalzo massimo di 7m.

Lo schema planimetrico della paratia è quello mostrato nelle figure sotto, rispettivamente da utilizzare per una sezione con altezza massima di scavo e per una con altezza di scavo intermedia di 3.5m.

Sezione 1 – Altezza di scavo 7m, lunghezza totale paratia 20m



Sezione 2 – Altezza di scavo 3.5m, lunghezza totale paratia 10m



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 4m dal p.c.

Unità	Prof.	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kPa]	c_u [kPa]	E_{op} [MPa]
Depositi limosi e argillosi (bna)	0-4,5	19	20	12	75	20
Depositi sabbiosi e ghiaiosi (bna)	4,5-35	20	35	0	-	30
Depositi limosi e sabbiosi (VIL_h)	>35	20,5	20	25	150	45

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 γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti G_2 ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ 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 γ_{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 γ_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}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	γ_γ	1,0	1,0

**RELAZIONE GEOTECNICA SOTTOVIA
SOSTITUTIVO DEL PL km 39+714,60**

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 γ_F (o γ_E)	Sollevamento (UPL)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9
	Sfavorevole		1,1
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8
	Sfavorevole		1,5
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{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
γ_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 Stabilità globale dell'insieme opera di sostegno – terreno

6.1.1 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:

a) componente verticale: $F_V = 0$

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

dove:

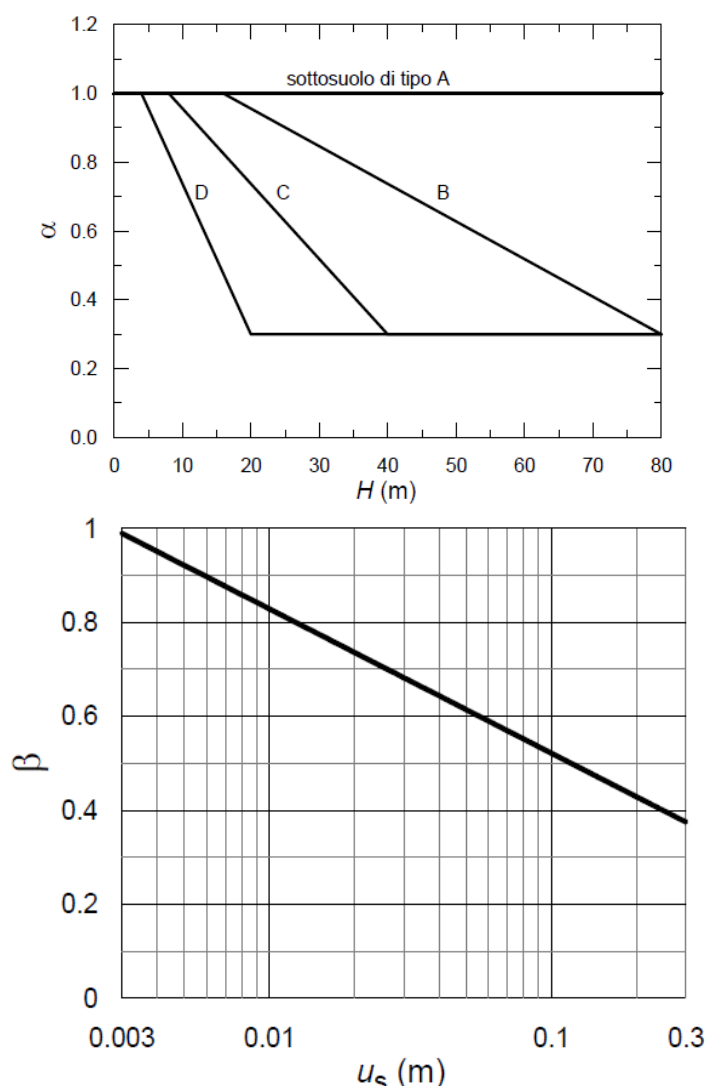
W = peso del volume di terreno potenzialmente instabile;

Mandataria

Mandanti

- k_H = coefficiente sismico orizzontale.
 $k_H = \alpha \cdot \beta \cdot a_{max}/g \geq 0.2 a_{max}/g$;
 α, β = coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito;
 a_{max} = accelerazione orizzontale massima al sito;
 g = accelerazione di gravità.

I valori dei coefficienti α e β 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:



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 $a_{max}=1.789 \cdot 0.147g=0.262g$.

6.1.2 Sezioni analizzate

Per l'opera in esame sono state considerate 2 sezioni tipologiche delle opere di sostegno, corrispondenti a profondità di scavo tipiche riportate di seguito:

Sezione	Profondità di scavo (m)	Altezza complessiva opera di sostegno (m)
1	7	20
2	3.5	10

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, 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.

6.1.3 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.

6.1.4 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)	α (-)	β (-)	Coefficiente sismico k_H (-)
1	0,10	0,75	0,52	0,102
2	0,05	0,95	0,61	0,152

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 4 e 1,7 rispettivamente per le due sezioni analizzate.

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 $\gamma_{R,min} \geq 1,1$.

6.2 Stati Limite Ultimi di tipo idraulico (UPL)

6.2.1 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
$G_{inst,d}$	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.

6.2.2 Sezioni di calcolo

Le sezioni di calcolo per cui è stata verificata la stabilità del fondo scavo al sollevamento sono le stesse per cui è stata eseguita la verifica di stabilità globale (cfr. 6.1.2).

6.2.3 Risultati delle analisi

Nella seguente Tabella 6-1 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 6-1 Sintesi dei dati del tappo di fondo impermeabile

Sezione	Quota di base del tappo (m sotto testa paratia)	Spessore del tappo (m)
1	14	2
2	10	2

Nella seguente Tabella 6-2 vengono invece riassunti i valori dei fattori di sicurezza corrispondenti ai vari casi esaminati.

Mandataria

Mandanti

**RELAZIONE GEOTECNICA SOTTOVIA
SOSTITUTIVO DEL PL km 39+714,60**

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

Tabella 6-2 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	1,03	1,43
2	1,56	1,89

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, 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' , ϕ' 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 γ_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 provvisoriale 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 6.1.1).

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.

Sezione	Momento flettente (kNm/m)		% armatura (A_s/A_c)	Incidenza armatura (kg/m ³)
	Statica	Sismica		
1 – edificio adiacente	1992	2580	1,1	100
1 – free-field	1743	2248	1,1	100
2 – edificio adiacente	315	472	0,3	50
2 – free-field	359	385	0,3	50

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' , ϕ' 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 6.1.1).

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	0,5	2,0
1 – free-field	0,6	1,8
2 – edificio adiacente	0,1	0,6
2 – free-field	0,2	0,8

ALLEGATO 1

RISULTATI DELLE ANALISI FEM (OPERE DI SOSTEGNO)

Mandataria

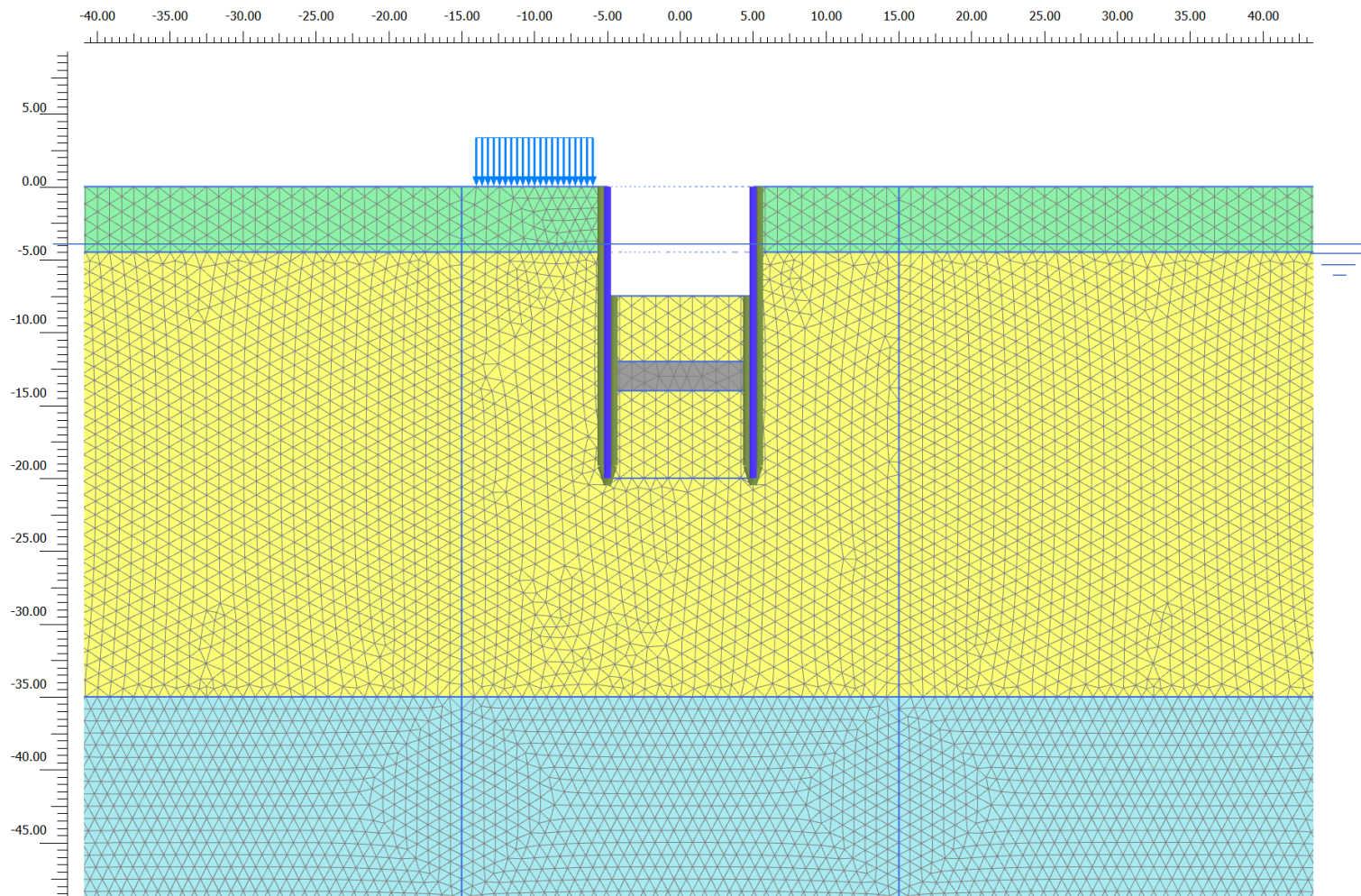
TECH PROJECT
ingegneria integrata ©



Mandanti

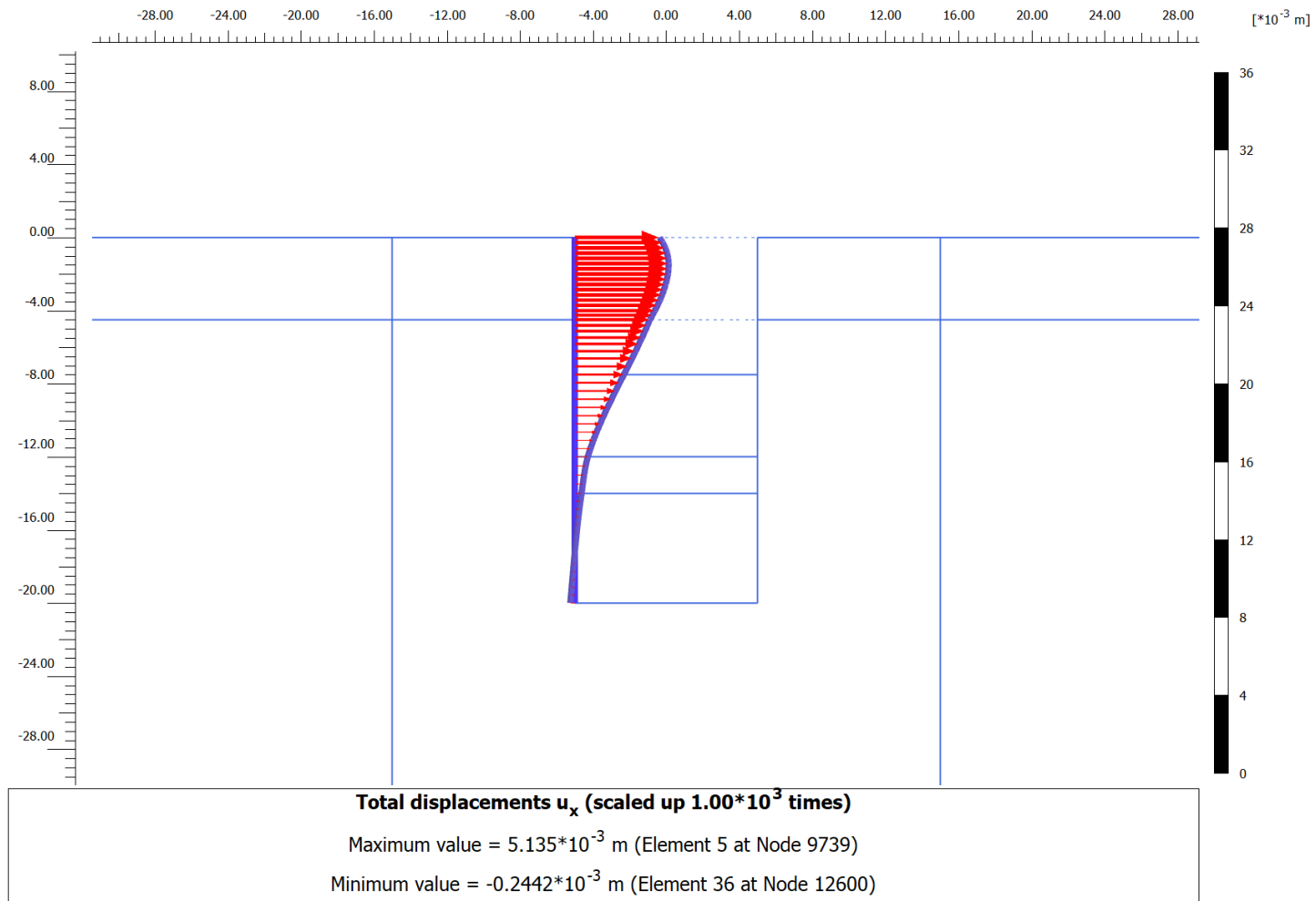


SEZIONE 1 - MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI

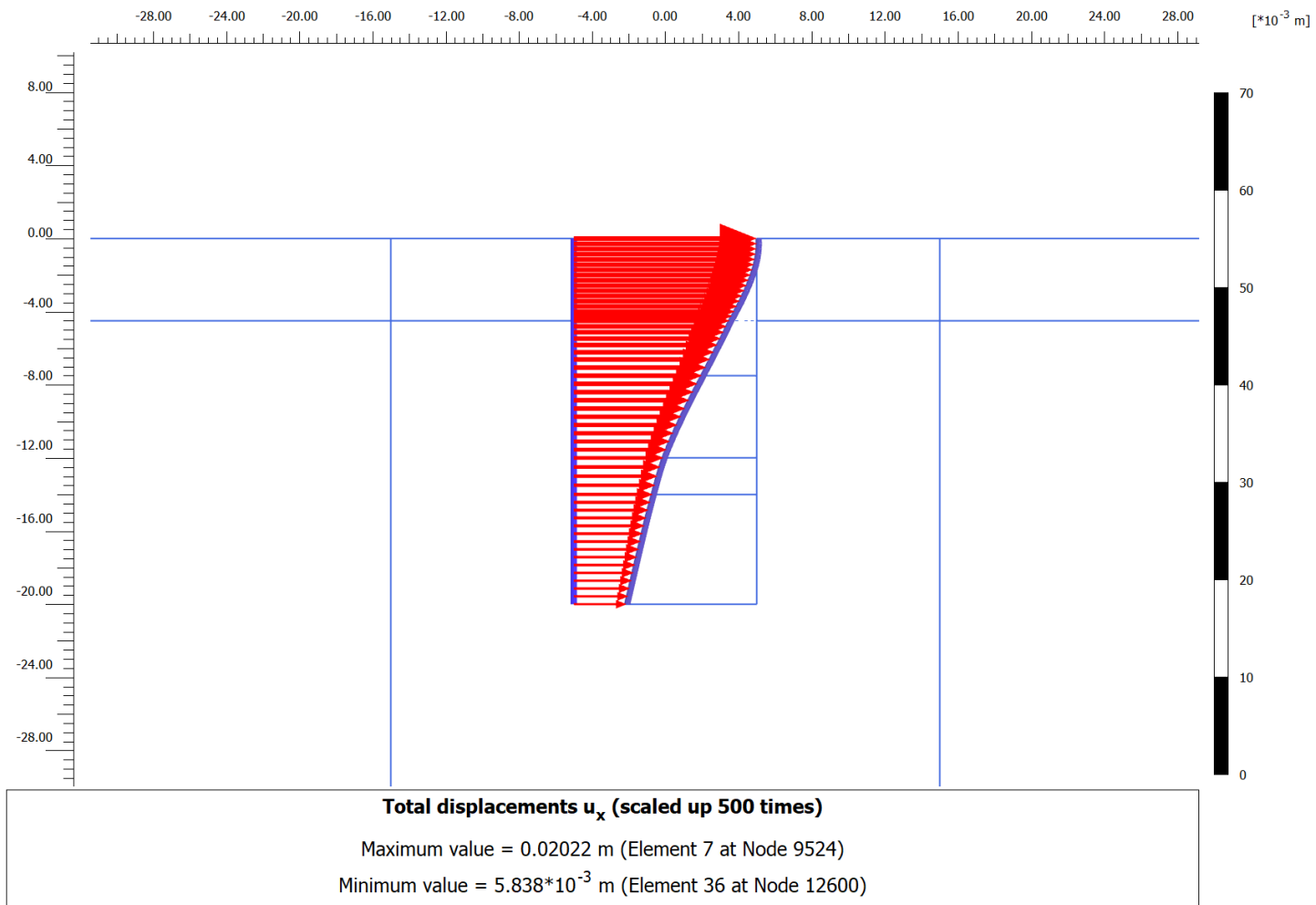


SEZIONE 1 – EDIFICIO ADIACENTE

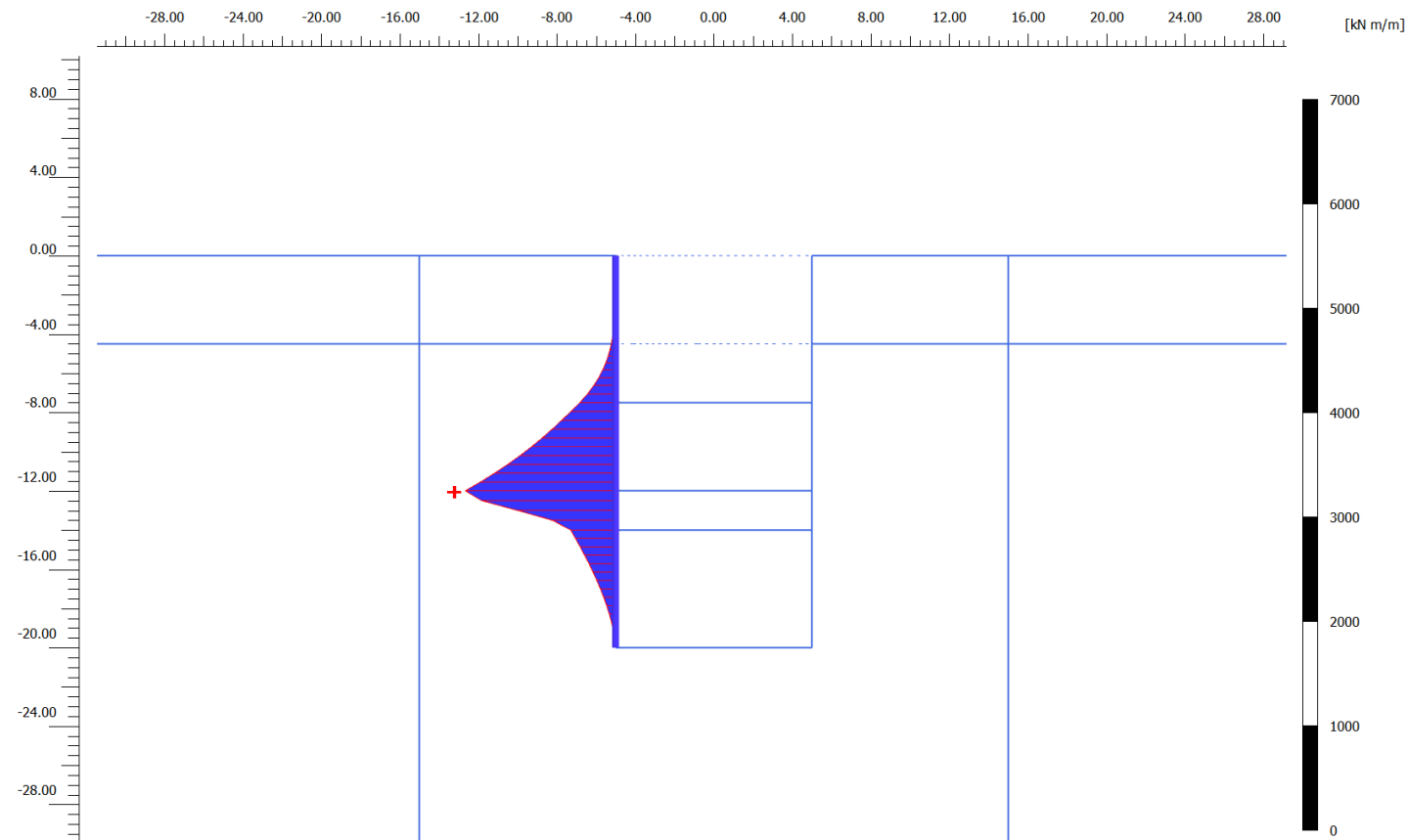
Spostamenti totali orizzontali (m) – condizione statica



Spostamenti totali orizzontali (m) – condizione sismica

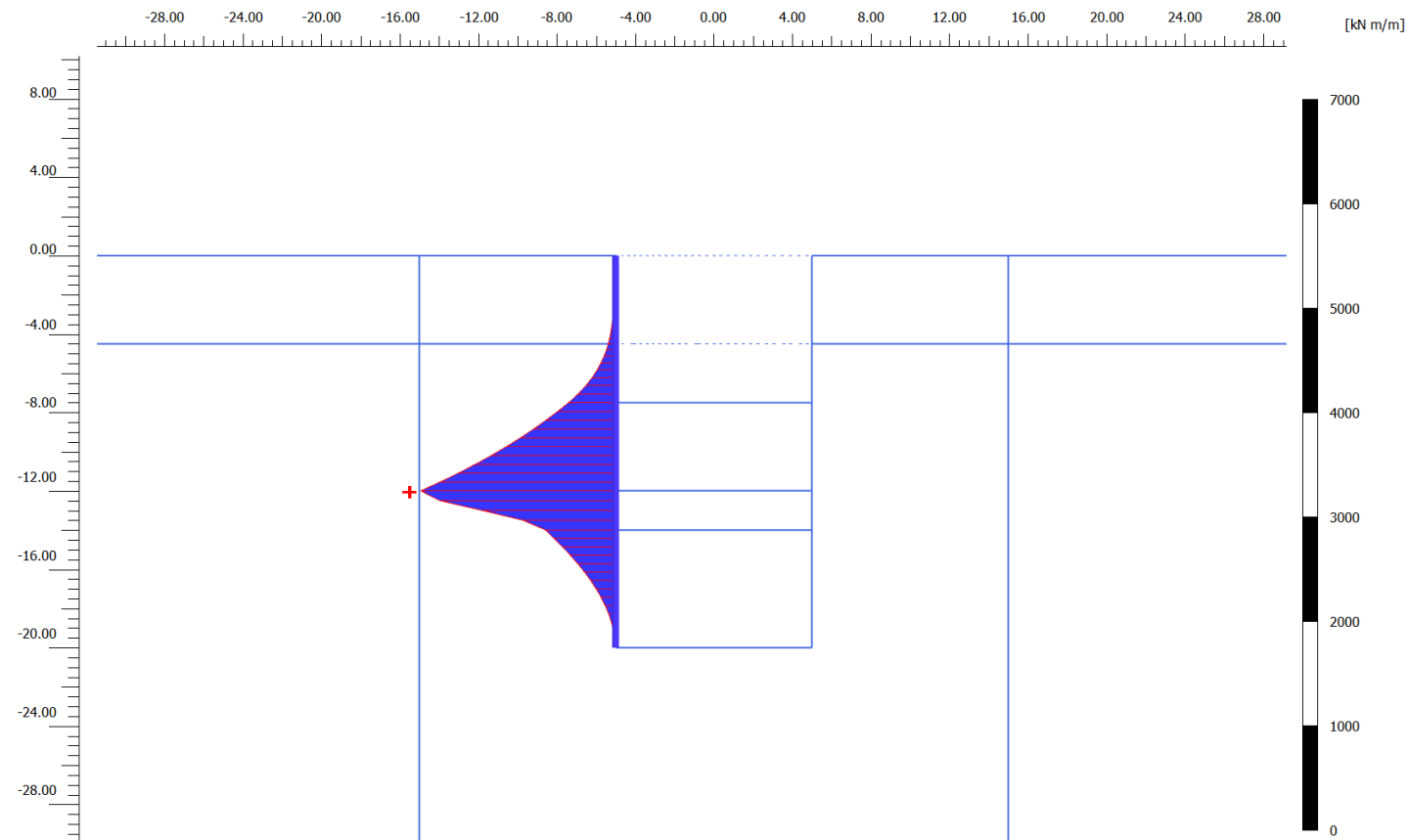


Momento flettente (kNm/m) – condizione statica (valori da moltiplicare per $\gamma_{A1}=1.3$)



Bending moments M (scaled up $5.00 \cdot 10^{-3}$ times)
Maximum value = 1532 kN m/m (Element 33 at Node 11704)
Minimum value = $-0.01128 \cdot 10^{-9}$ kN m/m (Element 7 at Node 9523)

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



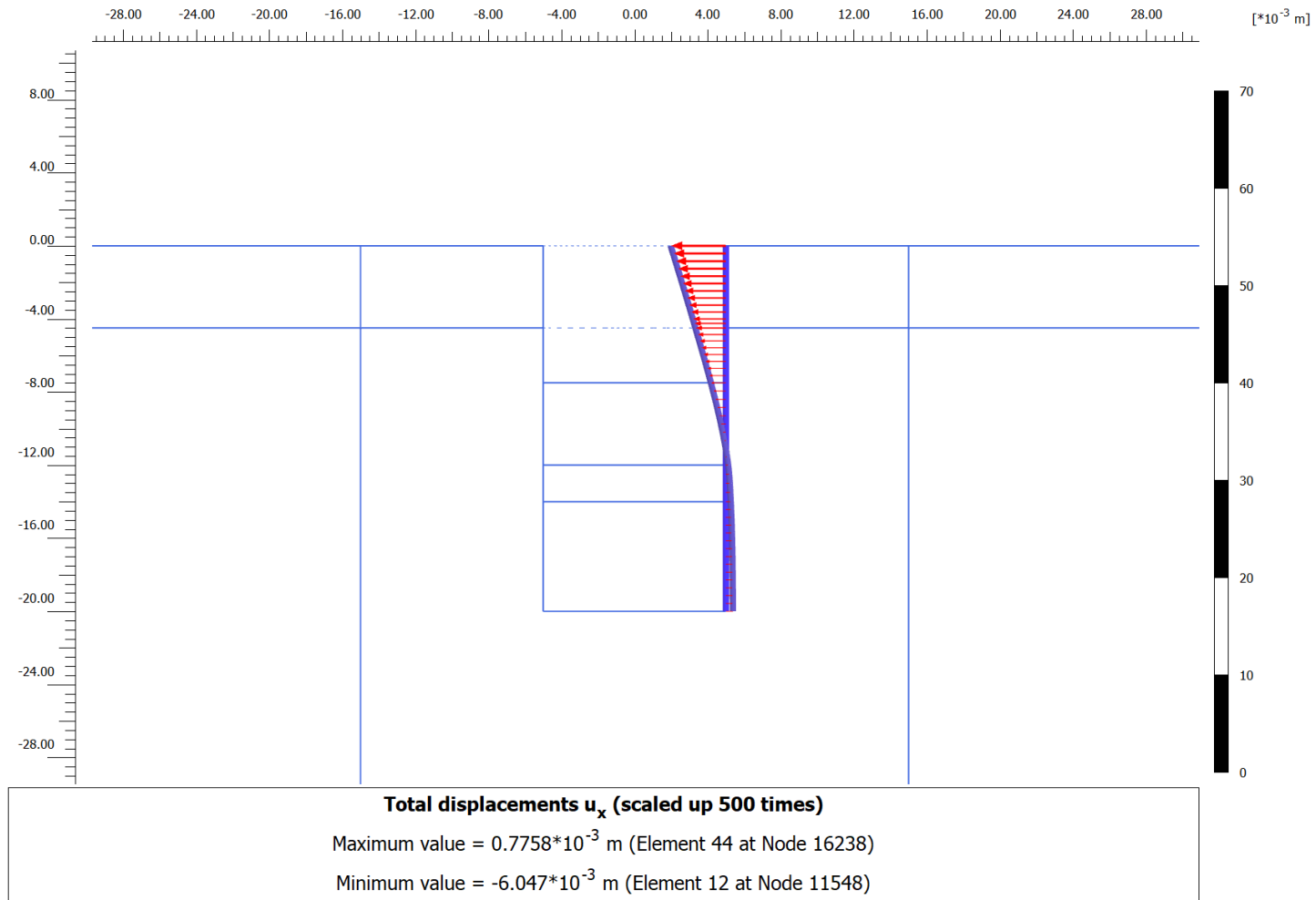
Bending moments M (scaled up $5.00 \cdot 10^{-3}$ times)

Maximum value = 1985 kN m/m (Element 33 at Node 11704)

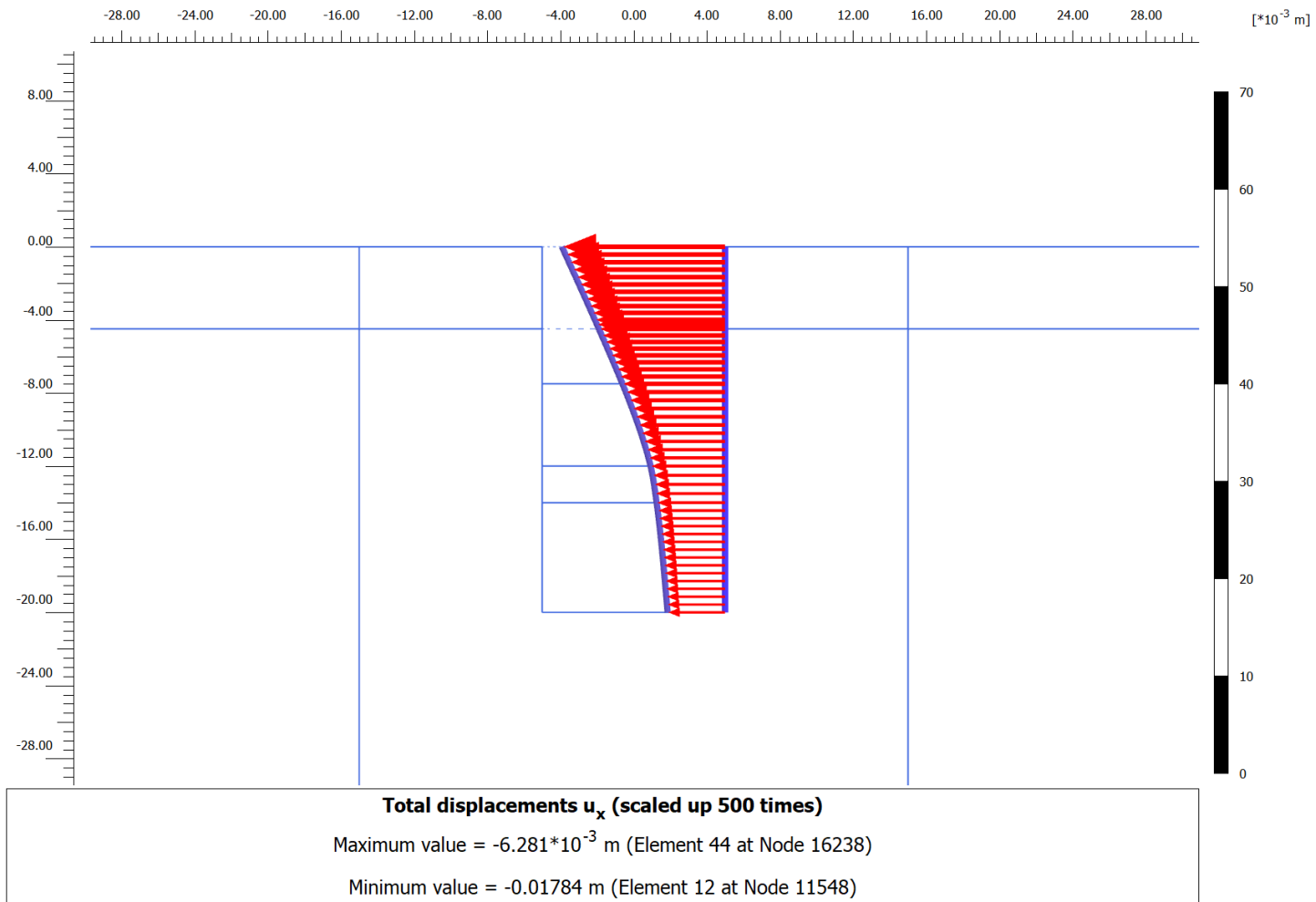
Minimum value = $-6.661 \cdot 10^{-15}$ kN m/m (Element 36 at Node 12600)

SEZIONE 1 – FREE-FIELD

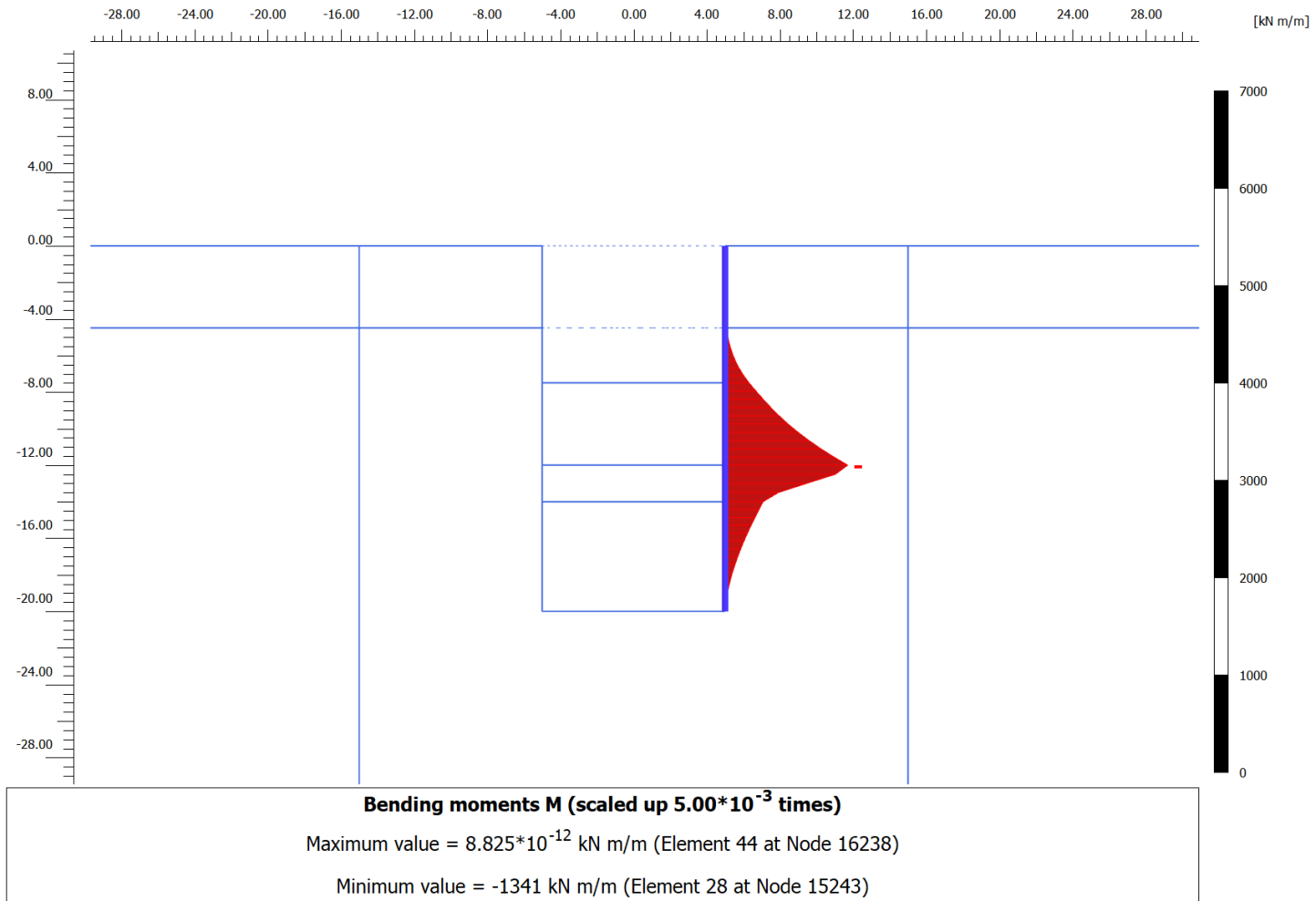
Spostamenti totali orizzontali (m) – condizione statica



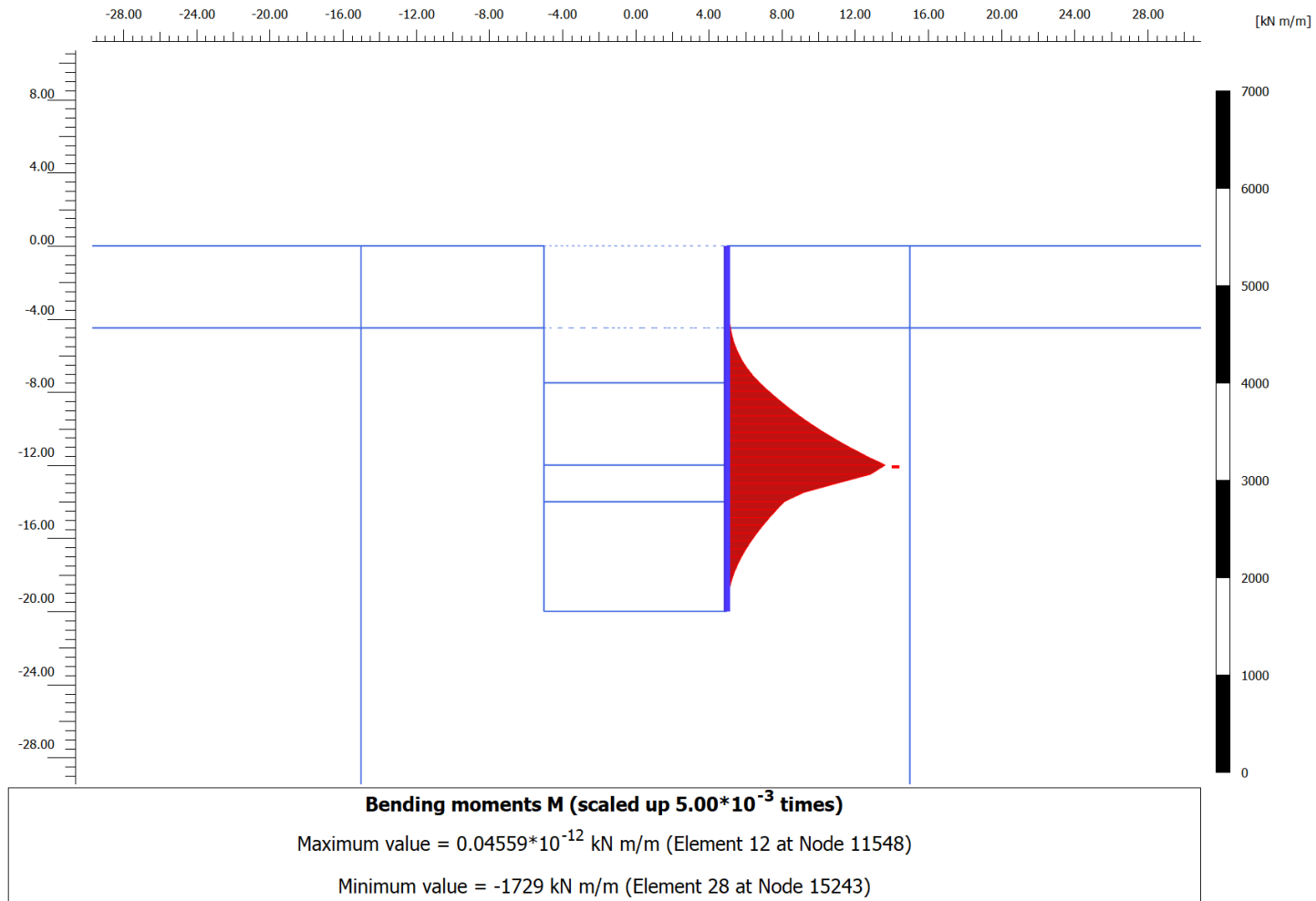
Spostamenti totali orizzontali (m) – condizione sismica



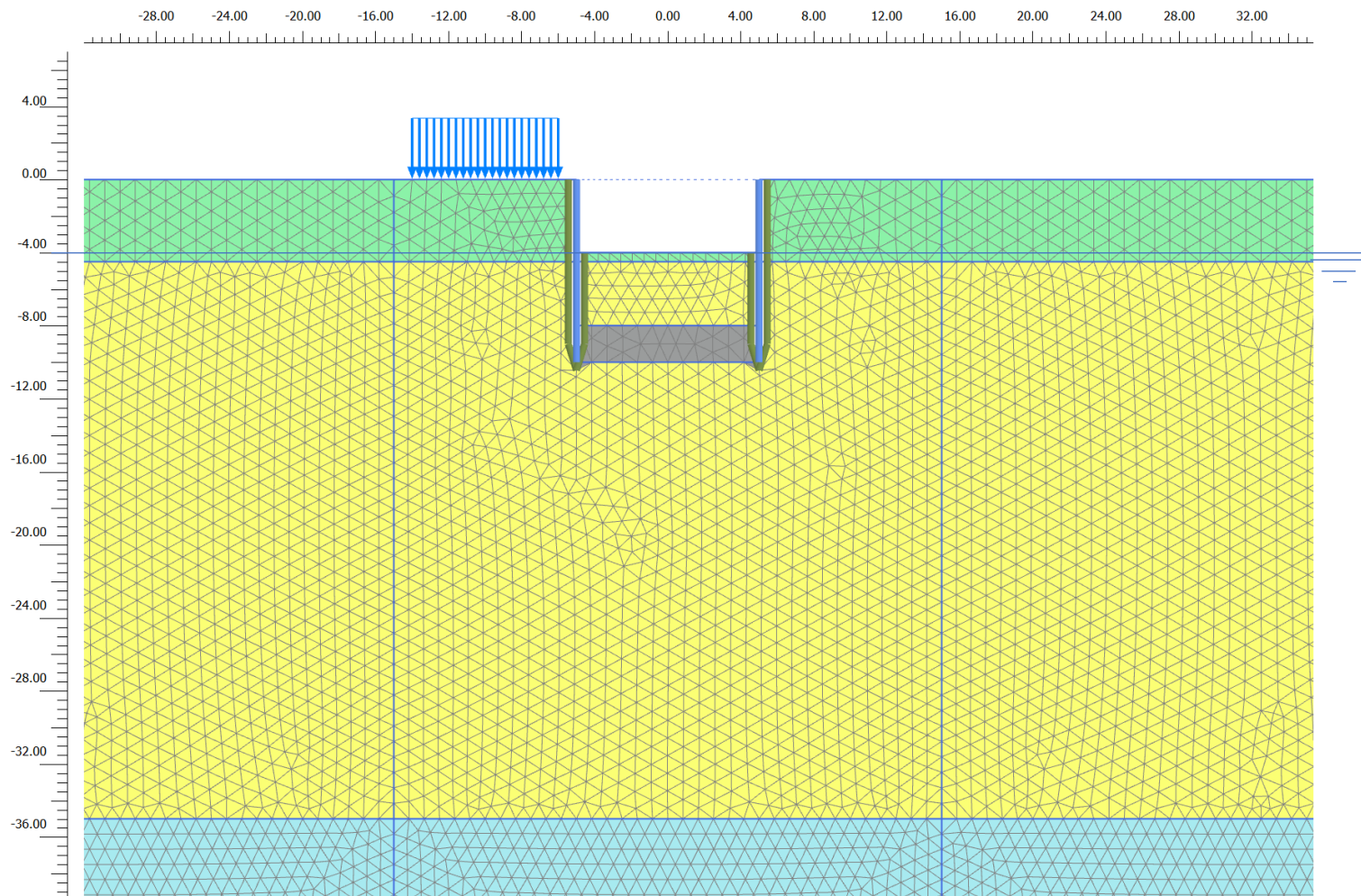
Momento flettente (kNm/m) – condizione statica (valori da moltiplicare per $\gamma_{A1}=1.3$)



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

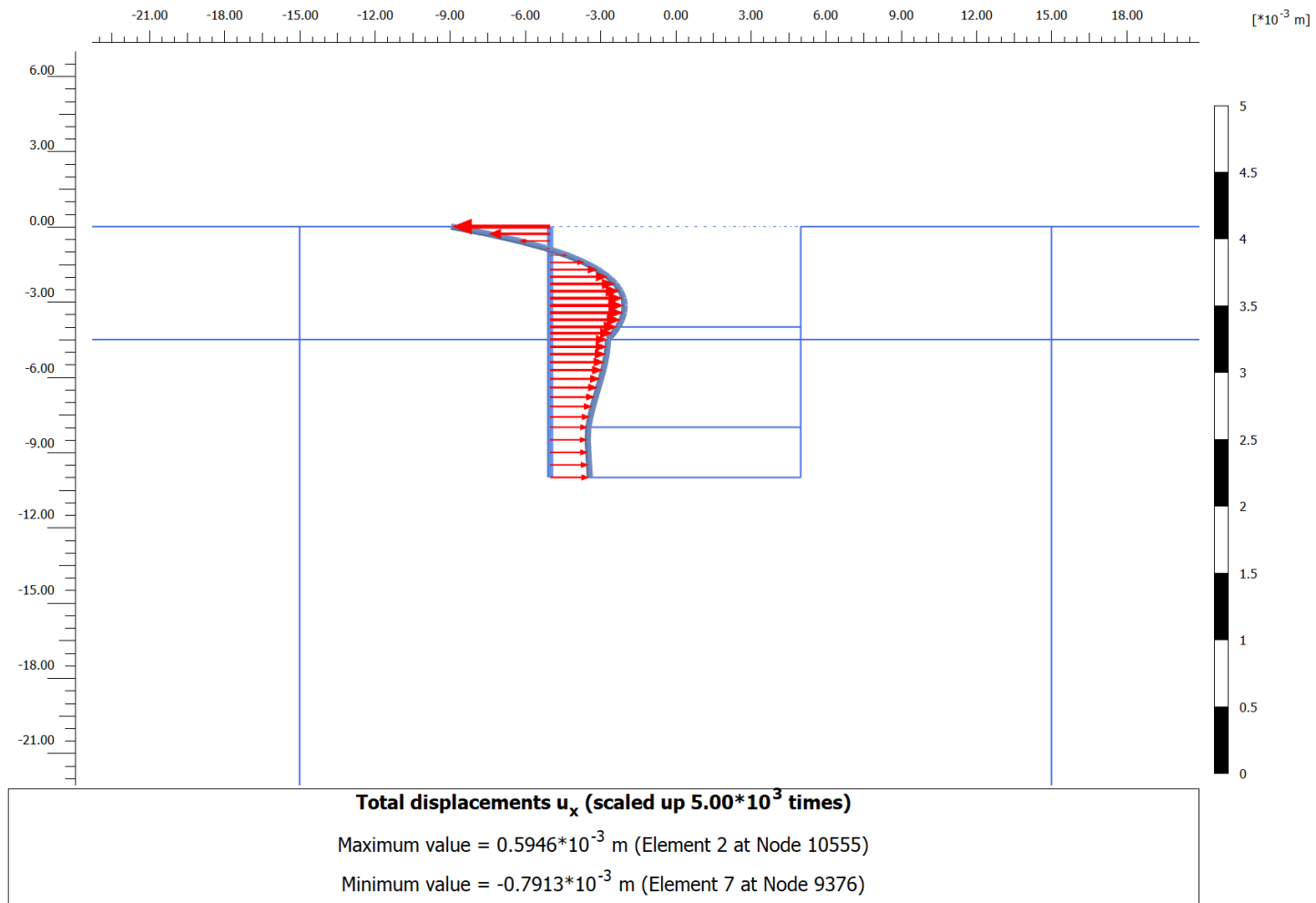


SEZIONE 2 - MODELLO AGLI ELEMENTI FINITI

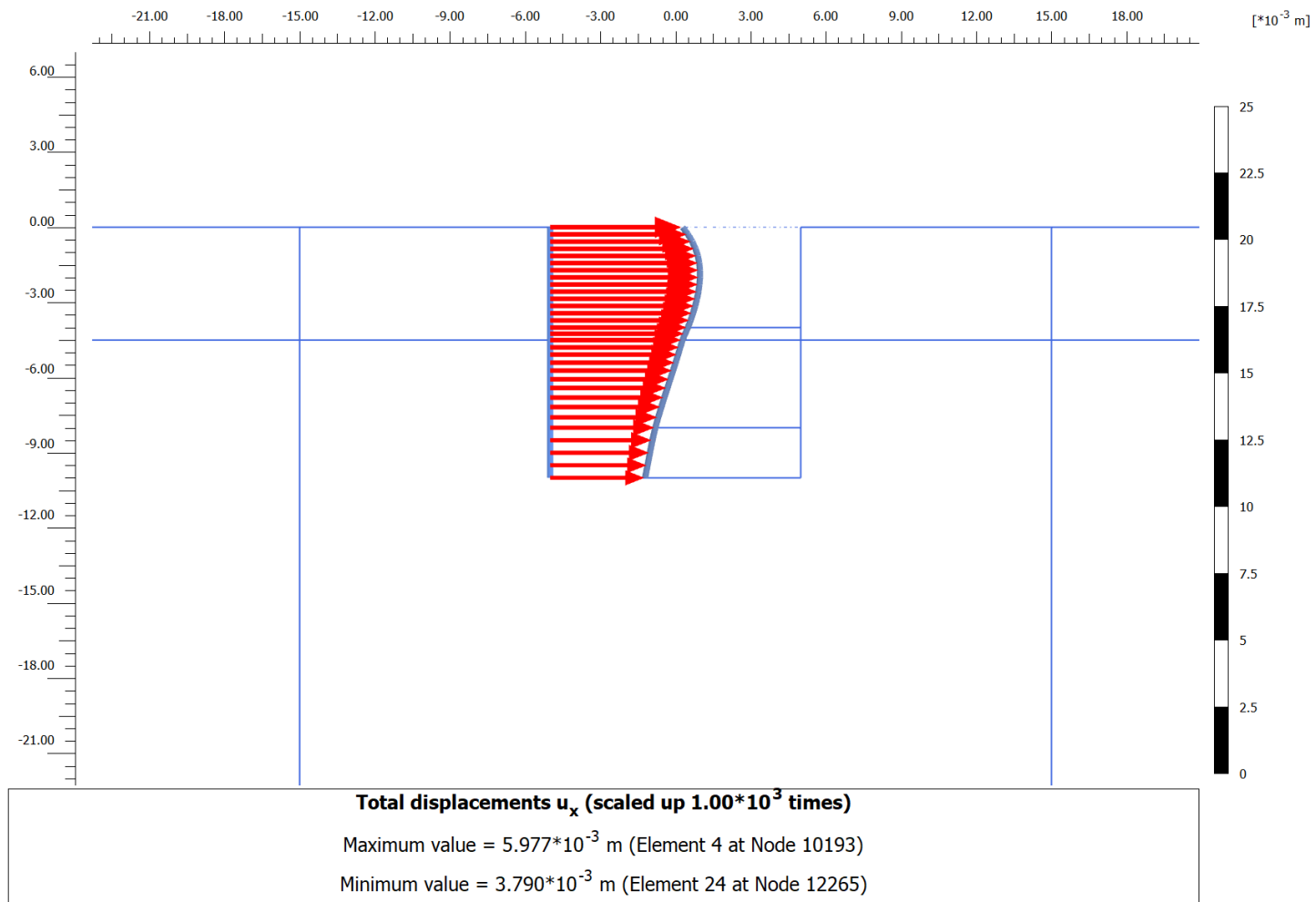


SEZIONE 2 – EDIFICIO ADIACENTE

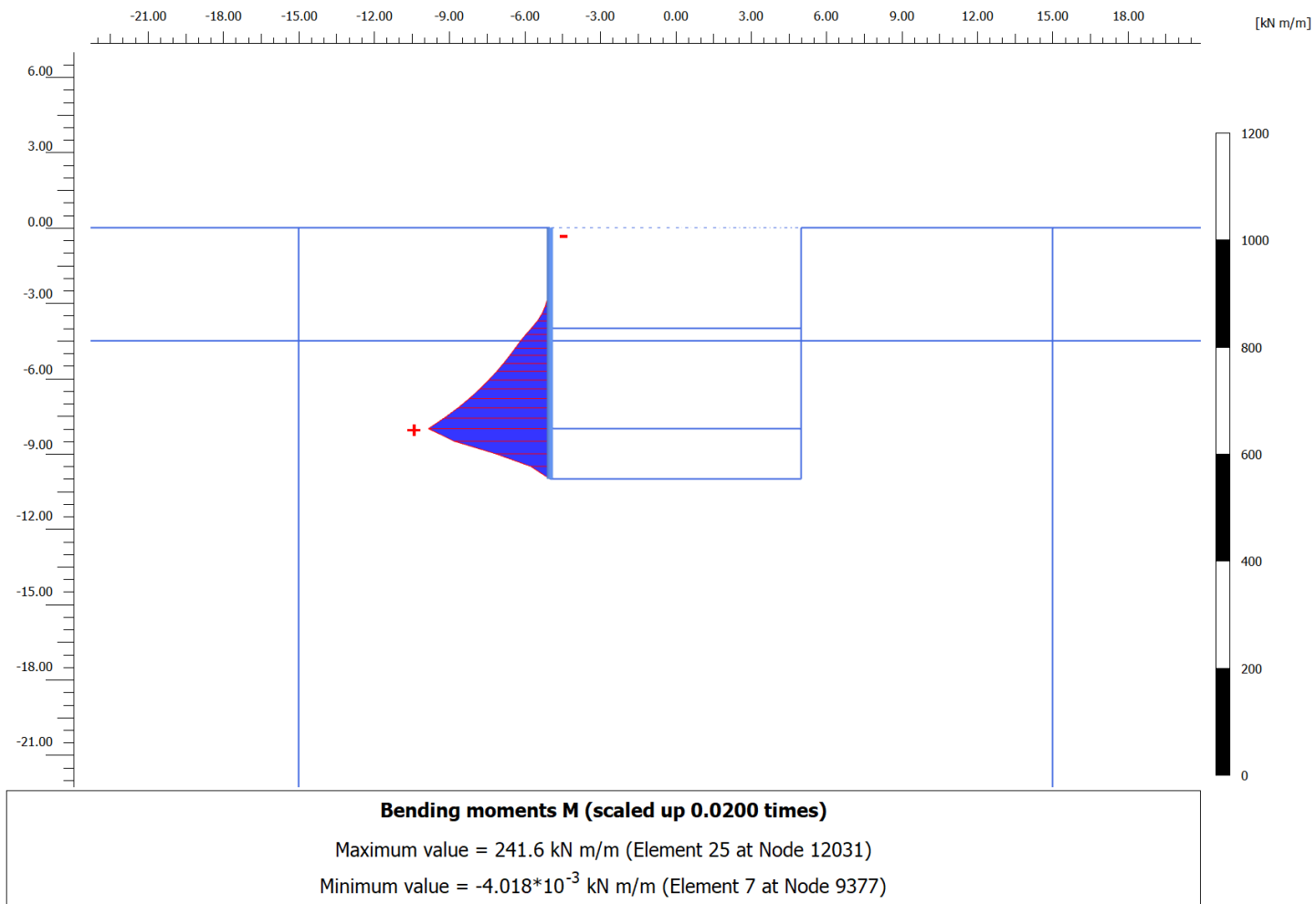
Spostamenti totali orizzontali (m) – condizione statica



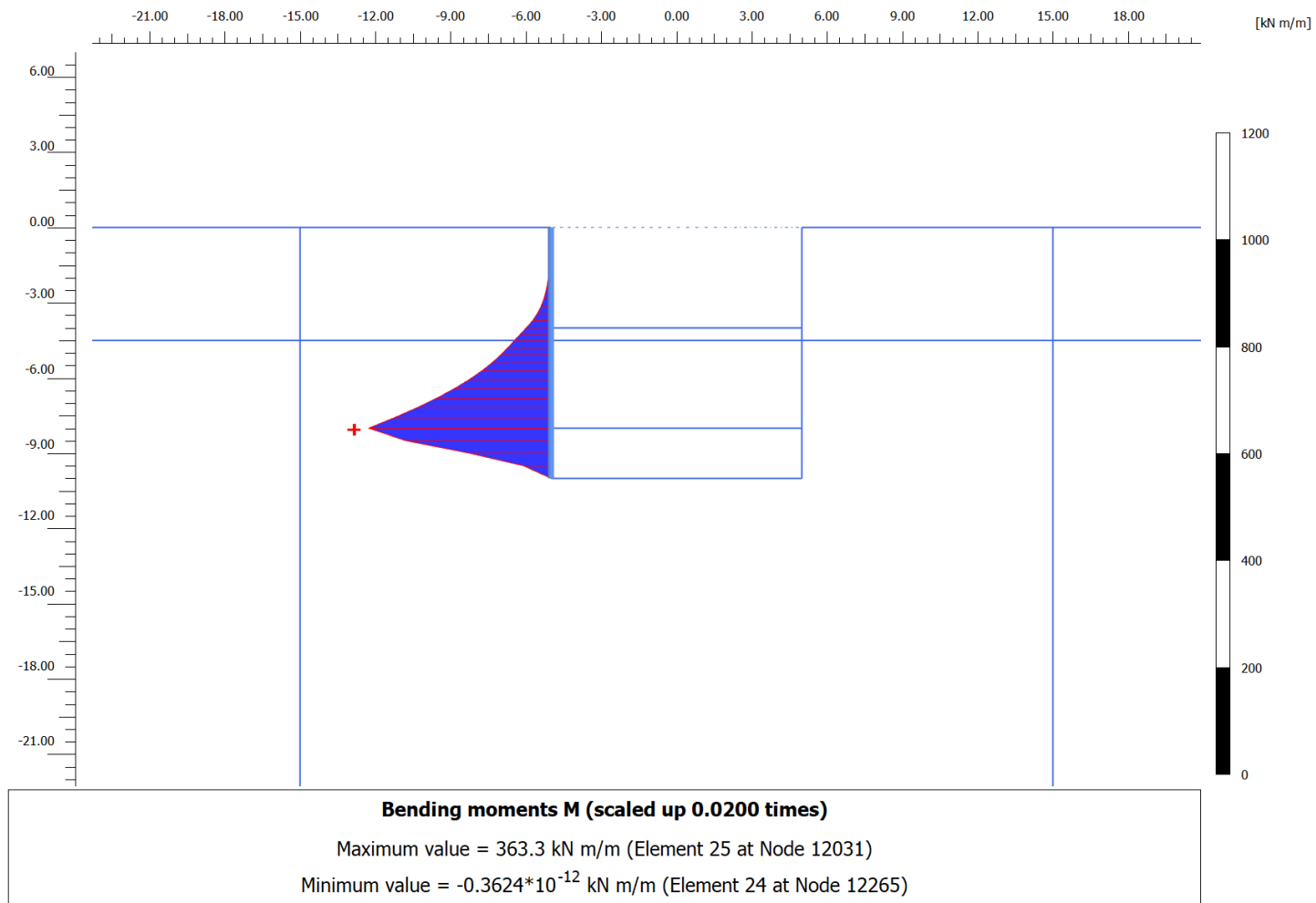
Spostamenti totali orizzontali (m) – condizione sismica



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

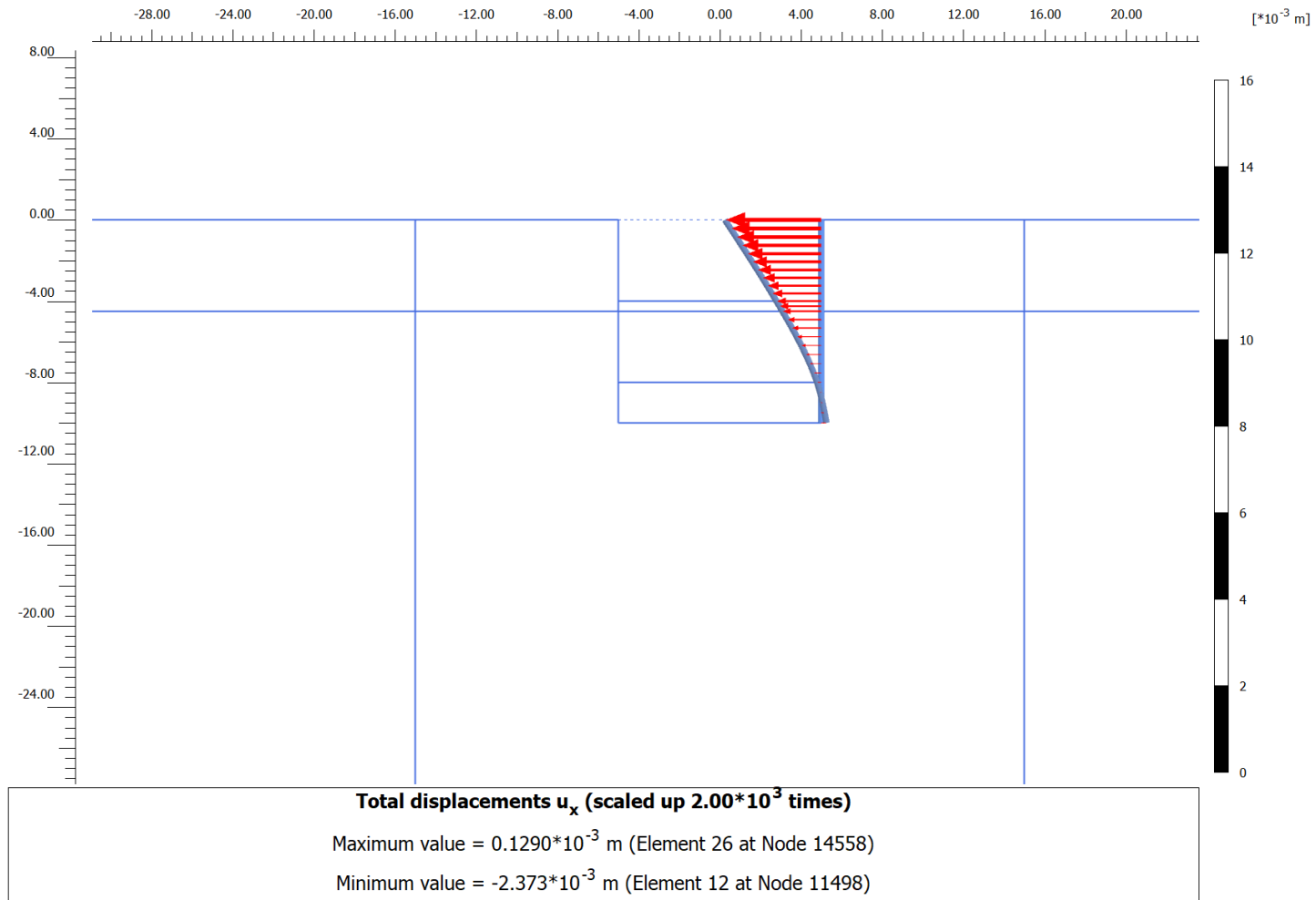


Momento flettente (kNm/m) – condizione sismica (valori da moltiplicare per $\gamma_{A1}=1.3$)

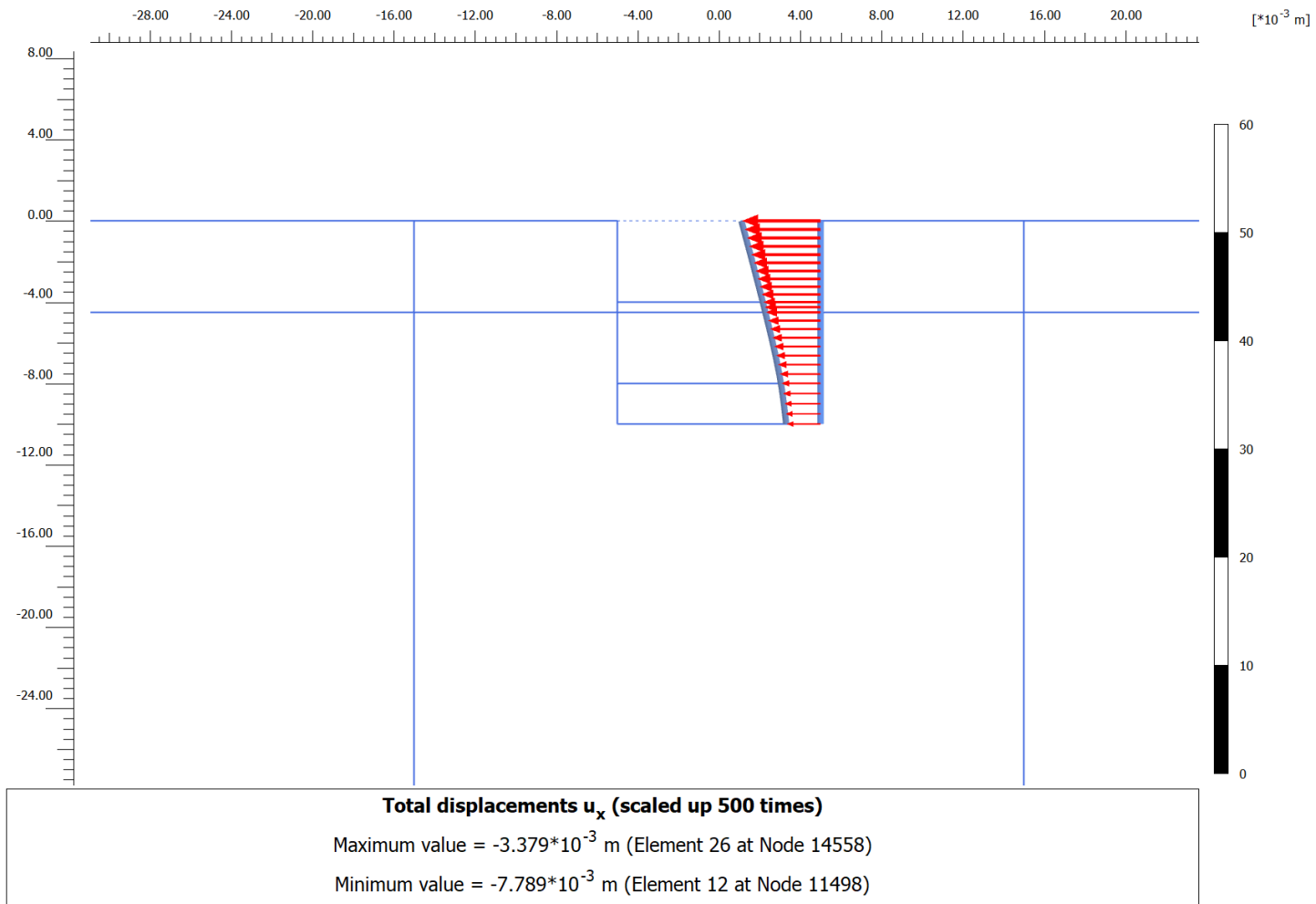


SEZIONE 2 – FREE-FIELD

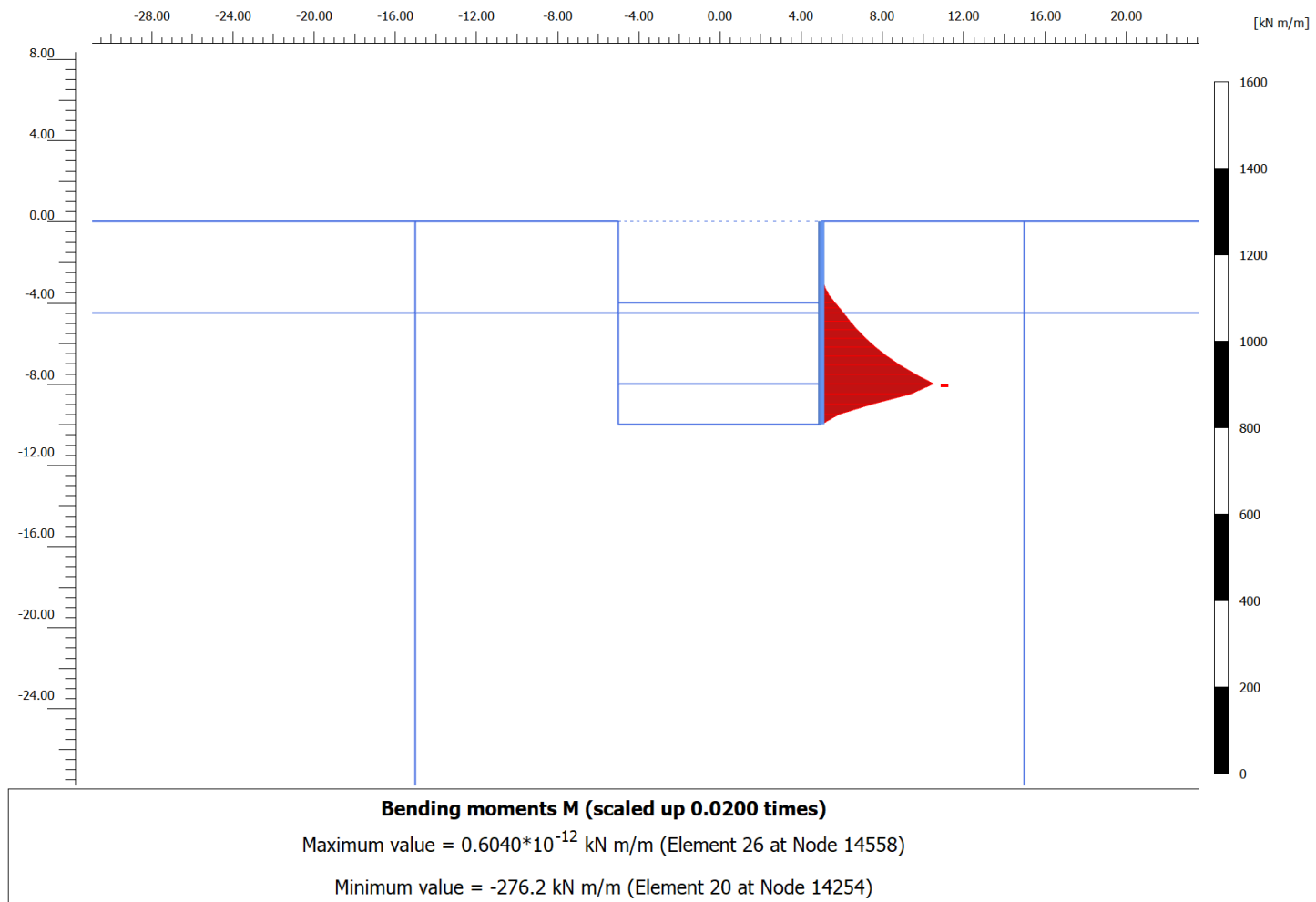
Spostamenti totali orizzontali (m) – condizione statica



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 $\gamma_{A1}=1.3$)

