

AUTOSTRADA A14: BOLOGNA-TARANTO  
TRATTA VASTO SUD-TERMOLI

REALIZZAZIONE DI UNA BRETELLA AUTOSTRADALE  
IN LOCALITÀ PETACCIATO  
TRA IL km 461+938 E IL km 463+576  
(VIADOTTI CACCHIONE E MARINELLA)

PROGETTO DEFINITIVO

BRETELLA AUTOSTRADALE

RILEVATI E TRINCEE STRADALI ED OPERE DI  
STABILIZZAZIONE LOCALE – VERIFICHE GEOTECNICHE –

–	SEZIONE: <b>OPERE D'ARTE</b>	ELABORATO N. <b>6.01</b>
---	------------------------------	--------------------------

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDDATO	VERIFICATO	APPROVATO
3	PROGETTO DEFINITIVO	MARZO 2009	GROSSI	BONIZZONI	ROCCHI
2	PROGETTO 2001	OTTOBRE 2001	–	–	–
1	PROGETTO 1996	APRILE 1996	–	–	–

 <p><b>STUDIO GEOTECNICO ITALIANO</b> s.r.l. ingegneria geotecnica-geologia applicata-ingegneria sismica</p>	IL DIRETTORE TECNICO Ing. GianFrancesco Rocchi Ord. Ingg. Milano N.16492																
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>CODICE</th> <th>COMMESSA</th> <th>PROGRESSIVO</th> <th>ELABORATO</th> <th>EMISSIONE</th> <th></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0</td> <td>7 6 2 2</td> <td>- 0 3 0</td> <td>R 0 1</td> <td>E 0 2</td> <td>MARZO 2009</td> </tr> </tbody> </table>	CODICE	COMMESSA	PROGRESSIVO	ELABORATO	EMISSIONE		0	7 6 2 2	- 0 3 0	R 0 1	E 0 2	MARZO 2009				
CODICE	COMMESSA	PROGRESSIVO	ELABORATO	EMISSIONE													
0	7 6 2 2	- 0 3 0	R 0 1	E 0 2	MARZO 2009												

<p><b>autostrade</b> // per l'italia Società per azioni</p> <p>IL RESPONSABILE:</p>	
---	--

**AUTOSTRADE per l'ITALIA S.p.A.**  
**Roma**

**A14**

**BOLOGNA-TARANTO**

**Tratta Vasto Sud-Termoli**

**Bretella autostradale in località Petacciato  
tra il km 461+938 e il km 463+576  
(viadotti Cacchione e Marinella)**

**Progetto Esecutivo**

**Bretella autostradale**

**Rilevati e trincee stradali ed opere di  
stabilizzazione locale**

**Verifiche geotecniche**

## I N D I C E

1.	INTRODUZIONE.....	5
2.	DOCUMENTI DI RIFERIMENTO .....	6
3.	FINALITA' E CARATTERISTICHE DELLE OPERE .....	9
4.	ANALISI GEOTECNICHE DEI RILEVATI .....	15
4.1	Tratto tra il km 0+637 e il km 0+819 .....	15
4.2	Tratto in prossimità del viadotto Cacchione .....	19
4.2.1	Premessa .....	19
4.2.2	Comportamento dell'opera di presidio tra $\cong$ km 0+502 e $\cong$ km 0+543 .....	21
4.3	Tratto in prossimità del viadotto Marinella .....	27
5.	PRESCRIZIONI ESECUTIVE PER I RILEVATI E LE TRINCEE.....	33
6.	MONITORAGGIO DELL'OPERA.....	34
7.	BIBLIOGRAFIA.....	36

## FIGURE:

- 4.1: Rilevato alla progressiva  $\cong$ km 0+759 – Risultati delle verifiche di stabilità allo scorrimento sul piano di posa -  $\beta_{\text{scarpata del rilevato}} = 2(\text{verticale}): 3(\text{orizzontale})$
- 4.2: Rilevato alla progressiva  $\cong$ km 0+759 – Risultati delle verifiche di stabilità per capacità portante -  $\beta_{\text{scarpata del rilevato}} = 2(\text{verticale}): 3(\text{orizzontale})$
- 4.3: Rilevato alla progressiva  $\cong$ km 0+0+759 – Risultati delle verifiche di stabilità allo scorrimento sul piano di posa -  $\beta_{\text{scarpata del rilevato}} = 1(\text{verticale}): 3(\text{orizzontale})$
- 4.4: Rilevato alla progressiva  $\cong$ km 0+0+759 – Risultati delle verifiche di stabilità per capacità portante -  $\beta_{\text{scarpata del rilevato}} = 1(\text{verticale}): 3(\text{orizzontale})$
- 4.5: Rilevato alla progressiva  $\cong$ km 0+839 – Risultati delle verifiche di stabilità allo scorrimento sul piano di posa -  $\beta_{\text{scarpata del rilevato}} = 2(\text{verticale}): 3(\text{orizzontale})$
- 4.6: Rilevato alla progressiva  $\cong$ km 0+839 – Risultati delle verifiche di stabilità per capacità portante -  $\beta_{\text{scarpata del rilevato}} = 2(\text{verticale}): 3(\text{orizzontale})$
- 4.7: Rilevato alla progressiva  $\cong$ km 0+839 – Risultati delle verifiche di stabilità allo scorrimento sul piano di posa -  $\beta_{\text{scarpata del rilevato}} = 1(\text{verticale}): 3(\text{orizzontale})$
- 4.8: Rilevato alla progressiva  $\cong$ km 0+839 – Risultati delle verifiche di stabilità per capacità portante -  $\beta_{\text{scarpata del rilevato}} = 1(\text{verticale}): 3(\text{orizzontale})$

- 4.9: Schema dell'analogia tra massa di terreno instabile e blocco rigido secondo Newmark (1965)
- 4.10: Schema di calcolo dello spostamento a partire dall'accelerogramma
- 4.11: Rilevato alla progressiva  $\cong$ km 0+759 – Superficie di scivolamento critica per calcolo del fattore di accelerazione critica  $K_c$
- 4.12: Rilevato alla progressiva  $\cong$ km 0+839 – Superficie di scivolamento critica per calcolo del fattore di accelerazione critica  $K_c$
- 4.13: Accelerogrammi ottenuti dall'analisi di risposta sismica locale a diverse profondità – Terremoto del Friuli, Stazione di Tolmezzo
- 4.14: Accelerogrammi ottenuti dall'analisi di risposta sismica locale a diverse profondità – Terremoto del Lazio-Abruzzo, Stazione di Villetta Barrea
- 4.15: Accelerogrammi ottenuti dall'analisi di risposta sismica locale a diverse profondità – Terremoto del Friuli, Stazione di San Rocco
- 4.16: Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto Cacchione - Griglia di calcolo per l'analisi FEM 2D: a) Caso 1 (superfici di debolezza/scorrimento tipo 2-a/2-b); b) Caso 2 (superfici di debolezza/scorrimento tipo 2-c1/2-c2)
- 4.17: Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto Cacchione – Andamento del coefficiente di spinta del terreno al termine della Fase 0: a) caso 1 (superfici di debolezza/scorrimento tipo 2-a/2-b); b) caso 2 (superfici di debolezza/scorrimento tipo 2-c1/2-c2); c) caso 3 (assenza di superfici di debolezza/scorrimento)
- 4.18: Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto Cacchione – Andamento dei momenti flettenti nei setti, nella fase statica, sismica e post-sismica – Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R1): a) caso 1; b) caso 2
- 4.19: Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto Cacchione – Andamento dei tagli nei setti, nella fase statica, sismica e post-sismica – Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R1): a) caso 1; b) caso 2
- 4.20: Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto Cacchione – Andamento con la profondità degli spostamenti dei setti, nella fase statica, sismica e post-sismica – Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R1): a) caso 1; b) caso 2

- 4.21: Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto Cacchione – Andamento delle accelerazioni nella fase sismica al piede del rilevato lato valle, in mezzzeria del rilevato e al piede del rilevato lato monte – Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R1): a) caso 1; b) caso 2
- 4.22: Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto Cacchione – Andamento degli spostamenti nella fase sismica al piede del rilevato lato valle, in mezzzeria del rilevato e al piede del rilevato lato monte – Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R1): a) caso 1; b) caso 2
- 4.23: Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto Cacchione – Andamento dei momenti flettenti nei setti, nella fase statica, sismica e post-sismica – Approccio 1 – Combinazione 1 (A1+M1+R1) – Caso 3
- 4.24: Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto Cacchione – Andamento dei tagli nei setti, nella fase statica, sismica e post-sismica – Approccio 1 – Combinazione 1 (A1+M1+R1) – Caso 3
- 4.25: Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto Cacchione – Andamento con la profondità degli spostamenti dei setti, nella fase statica, sismica e post-sismica – Approccio 1 – Combinazione 1 (A1+M1+R1) – Caso 3
- 4.26: Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto Marinella - Griglia di calcolo per l'analisi FEM 2D
- 4.27: Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto Marinella – Andamento del coefficiente di spinta del terreno al termine della Fase 0: a) Casi 1, 2, 3, 4 (presenza di superfici di debolezza/scorrimento); b) caso 5 (assenza di superfici di debolezza/scorrimento)
- 4.28: Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto Marinella – Andamento dei momenti flettenti nei setti e/o nei pali, nella fase statica, sismica e post-sismica – Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R1): a) caso 2 (setti L= 10 m); b) caso 3 (setti L= 20 m); c) caso 4 (pali L = 10 m)
- 4.29: Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto Marinella – Andamento dei tagli nei setti e/o nei pali, nella fase statica, sismica e post-sismica – Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R1): a) caso 2 (setti L= 10 m); b) caso 3 (setti L=20 m); c) caso 4 (pali L= 10 m)

- 4.30: Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto Marinella  
 – Andamento con la profondità degli spostamenti in corrispondenza di una verticale al piede del rilevato, nella fase statica, sismica e post-sismica – Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R1): a) caso 1 (assenza di opera di presidio); caso 2 (setti L= 10 m); b) caso 3 (setti L= 20 m); c) caso 4 (pali L= 10 m)
- 4.31: Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto Marinella  
 – Andamento delle accelerazioni nella fase sismica al piede del rilevato lato valle, in mezzeria del rilevato e al piede del rilevato lato monte – Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R1): a) caso 1 (assenza opera di presidio); b) caso 2 (setti L= 10 m); c) caso 3 (setti L= 20 m); d) caso 4 (pali L=10 m)
- 4.32: Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto Marinella  
 – Andamento nel tempo dello spostamento nella fase sismica al piede del rilevato lato valle, in mezzeria del rilevato e al piede del rilevato lato monte – Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R1): : a) caso 1 (assenza opera di presidio); b) caso 2 (setti L= 10 m); c) caso 3 (setti L= 20 m); d) caso 4 (pali L=10 m).
- 4.33: Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto Marinella  
 – Andamento dei momenti flettenti nei pali, nella fase statica, sismica e post-sismica – Approccio 1 – Combinazione 1 (A1+M1+R1) - caso 5 (setti L= 20 m)
- 4.34: Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto Marinella  
 – Andamento dei tagli nei pali, nella fase statica, sismica e post-sismica – Approccio 1 – Combinazione 1 (A1+M1+R1) - caso 5 (setti L= 20 m)
- 4.35: Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto Marinella  
 – Andamento con la profondità degli spostamenti dei pali, nella fase statica, sismica e post-sismica– Approccio 1 – Combinazione 1 (A1+M1+R1) - caso 5 (setti L= 20 m)

#### APPENDICI:

- 1: Validazione del modello numerico PLAXIS ai fini della propagazione del segnale nella fase che riproduce l'evento sismico (incluse le figg.A1.1→A1.5)

## 1. INTRODUZIONE

Oggetto della presente relazione sono i rilevati e le trincee che costituiscono la bretella autostradale, in progetto, a monte dei viadotti Cacchione e Marinella dell'autostrada A 14. Fa eccezione la trincea di imbocco Nord che è oggetto di un'altra relazione (si veda il [Doc.Rif.\[6\]](#)).

Come evidenziato nei [Doc.Rif.\[7\]](#) e [Doc.Rif.\[16\]](#) l'opera in oggetto viene a collocarsi nell'ambito di un'ampia area franosa che si estende tra l'abitato di Petacciato e la costa adriatica, soggetta periodicamente a riattivazione dei movimenti.

Dopo un breve inquadramento, nel quale si illustrano le finalità e le caratteristiche dei rilevati e delle trincee, vengono analizzati i seguenti aspetti:

- Condizioni di stabilità dei rilevati in condizioni statiche e sismiche nei tratti ove non sono previste opere di presidio al piede (**paragrafo 4.1**);
- Comportamento in campo statico e sismico delle opere di presidio al piede dei rilevati nei tratti in affiancamento ai viadotti Cacchione e Marinella (**paragrafi 4.2 e 4.3**), con restituzione delle sollecitazioni di taglio e di momento utili per il dimensionamento strutturale.
- Prescrizioni esecutive per i rilevati e le trincee (**capitolo 5**).

Per l'esame degli aspetti suddetti si è fatto riferimento, oltre alla documentazione tecnica elencata nel **capitolo 2**, anche all'esito degli studi descritti nei [Doc.Rif.\[7\]](#) (inquadramento geologico, geomorfologico, idrogeologico e sismico), [Doc.Rif.\[16\]](#) (inquadramento geotecnico) e [Doc.Rif.\[17\]](#) (inquadramento sulle condizioni di stabilità del versante).

## **2. DOCUMENTI DI RIFERIMENTO**

Nella stesura della relazione si è fatto riferimento alla seguente documentazione:

### **Elaborati di progetto 2008**

1. Relazione generale – **Elaborato: 1.02**
2. Corografia generale(1:10.000) – **Elaborato: 1.03**
3. Rilievo topografico – Planimetria e sezioni
  - Tav.1/2 (1:1.000-1:250) – **Elaborato: 1.04**
  - Tav.2/2 (1:1.000-1:250) – **Elaborato: 1.05**
4. Documentazione dello stato di fatto:
  - Documentazione sullo stato di fatto – **Elaborato: 1.06**
  - Planimetria dello stato di fatto – Tav.1/3 (1:1.000) – **Elaborato: 1.07**
  - Planimetria dello stato di fatto – Tav.2/3 (1:1.000) – **Elaborato: 1.08**
  - Planimetria dello stato di fatto – Tav.2/3 (1:500) – **Elaborato: 1.09**
5. Relazione sulle interferenze - **Elaborato: 1.10**
6. Planimetria di progetto:
  - Tav.1/4 (1:500) – **Elaborato: 1.11**
  - Tav.2/4 (1:500) – **Elaborato: 1.12**
  - Tav.3/4 (1:500) – **Elaborato: 1.13**
  - Tav.4/4 (1:500) – **Elaborato: 1.14**
7. Relazione geologica, geomorfologica e idrogeologica – **Elaborato: 3.01**
8. Carta e sezioni geologiche (1:5.000 - Riprese e leggermente modificate dallo studio dei Proff. V Cotecchia e G.Melidoro) – **Elaborato: 3.02**
9. Carta geomorfologica (1:5.000 - Ripresa e leggermente modificata dallo studio dei Proff.V Cotecchia e G.Melidoro) – **Elaborato: 3.03**
10. Carta delle evidenze geomorfologiche della riattivazione del movimento franoso del Gennaio 1991 (1:5.000) – **Elaborato: 3.04**
11. Carta delle evidenze geomorfologiche della riattivazione del movimento franoso del Febbraio 2009 (1:5.000) – **Elaborato: 3.05**
12. Planimetria ubicazione indagini geognostiche (1:5.000 - 1:2.500)– **Elaborato: 3.06**
13. Indagini geognostiche in sito – **Elaborato: 3.07**



14. Prove di laboratorio – **Elaborato: 3.08**
15. Letture inclinometriche – **Elaborato: 3.09**
16. Relazione di caratterizzazione geotecnica – **Elaborato: 4.01**
17. Relazione sulle verifiche di stabilità del versante in frana – **Elaborato: 4.02**
18. Sezioni geotecniche:
  - Sezioni n.1 n.2 (1:1000 – 1:2500) – **Elaborato: 4.03**
  - Sezioni n.3 n.4 n.5 (1:1000 – 1:2500) – **Elaborato: 4.04**
19. Bretella autostradale – profilo longitudinale:
  - Tav.1/4 (1:1000 – 1:100) – **Elaborato: 5.03**
  - Tav.2/4 (1:1000 – 1:100) – **Elaborato: 5.04**
  - Tav.3/4 (1:1000 – 1:100) – **Elaborato: 5.05**
  - Tav.4/4 (1:1000 – 1:100) – **Elaborato: 5.06**
20. Bretella autostradale – sezioni tipo e dettagli:
  - Tav.1/3 (1:500) – **Elaborato: 5.09**
  - Tav.2/3 (1:500) – **Elaborato: 5.10**
  - Tav.3/3 (1:500) – **Elaborato: 5.11**
21. Bretella autostradale – sezioni trasversali
  - Dalla B1 alla B12 (1:200) – **Elaborato: 5.12**
  - Dalla B13 alla B23 (1:200) – **Elaborato: 5.13**
  - Dalla B24 alla B33 (1:200) – **Elaborato: 5.14**
  - Dalla B34 alla B45 (1:200) – **Elaborato: 5.15**
  - Dalla B46 alla B56 (1:200) – **Elaborato: 5.16**
  - Dalla B57 alla B65 (1:200) – **Elaborato: 5.17**
  - Carreggiata Nord lato Vasto (1:200) – **Elaborato: 5.18**
  - Carreggiata Nord lato Termoli (1:200) – **Elaborato: 5.19**
22. Elaborati di competenza delle singole opere:
  - Paratia dal km.0+300.45 al km.0+478.96 – **Elaborati: 7.01÷7.23**
  - Strada interpodere al km.0+619.42 – **Elaborati: 8.01÷8.12**
  - Fosso Cacchione – Ritombamento e stabilizzazione rilevato – **Elaborati: 9.01÷9.14**
  - Stabilizzazione rilevati zona viadotto Marinella – **Elaborati: 10.01÷10.10**
23. Elaborati di compatibilità geologica ed idrogeologica:
  - Relazione di compatibilità geologica – **Elaborato: 12.01**

- Relazione di compatibilità idrogeologica - **Elaborato: 12.02**

### **Norme Tecniche**

24. Norme Tecniche per le Costruzioni del 14 Gennaio 2008.

25. Società Autostrade - Roma - Norme Tecniche di Appalto, 2000.

### **3. FINALITA' E CARATTERISTICHE DELLE OPERE**

L'opera in oggetto viene a essere realizzata nell'ambito di un'ampia area franosa che si sviluppa fra l'abitato di Petacciato e la vicina costa adriatica. Come discusso nel [Doc.Rif.\[7\]](#), in tale area periodicamente si riattivano movimenti gravitativi profondi tali da creare problemi all'abitato, alla viabilità di accesso all'abitato e alle infrastrutture di trasporto situate nella parte bassa del versante (autostrada A14, ferrovia e strada statale).

In base a quanto riportato nel [Doc.Rif.\[7\]](#), esiste un movimento principale con scorrimenti a profondità superiori alle lunghezze dei tubi inclinometrici di monitoraggio dell'area; sono inoltre presenti scorrimenti secondari multipli a profondità inferiori a 70 m, localizzabili principalmente a profondità di 15÷20 m, 30÷40 m e 50÷70 m.

In relazione alle notevoli profondità delle superfici di scorrimento (primarie e secondarie), opere di stabilizzazione convenzionali (strutturali o drenanti) risultano non del tutto efficaci; basti pensare che gli interventi progettati ed eseguiti dalle Ferrovie dello Stato e dalla società Autostrade a seguito della riattivazione del 1979 (pali trivellati di grande diametro e pozzi di lunghezza 30÷40 m, si veda il [Doc.Rif.\[7\]](#)), non sono stati in grado di evitare gli effetti prodotti dalla successiva riattivazione del 1991.

Per i fenomeni gravitativi profondi non resta che procedere con (si veda ad esempio [Melidoro & Mazzabotta, 1996](#)):

- Il ricorso al monitoraggio e alla sorveglianza continua dell'area;
- Periodici interventi di manutenzione dell'autostrada con totale o parziale interruzione del traffico.

Sotto tali presupposti, al fine di mitigare gli effetti prodotti in termini di tempi d'interruzione della viabilità, la società Autostrade si propone di realizzare una bretella a monte dei viadotti Cacchione e Marinella, costituita in gran parte da rilevati e trincee di modesta altezza, localmente sostenuti al piede da opere di presidio; i rilevati e le trincee di modesta altezza, anche se danneggiati da nuove riattivazioni dei movimenti gravitativi profondi, richiederanno infatti tempi di ripristino ragionevolmente inferiori rispetto a quelli necessari per le strutture dei viadotti.

La progettazione delle opere costituenti la bretella oggetto della presente relazione è stata pertanto sviluppata sulla base dei seguenti criteri:

- Definendo un tracciato plano-altimetrico tale da ridurre al minimo gli effetti prodotti dall'inserimento della bretella sul versante, ovvero limitando sia le altezze dei rilevati, sia le altezze delle trincee.
- Dimensionando la sezione dei rilevati, nei tratti non in affiancamento ai viadotti Cacchione e Marinella, in modo tale da avere coefficienti di sicurezza in campo statico superiori a 1.3 nei confronti di fenomeni di instabilità locali, come richiesto dalla normativa vigente (si veda il [Doc.Rif.\[24\]](#)).

Per fenomeni locali di instabilità si intendono quelli connessi con lo scivolamento lungo il piano di appoggio del rilevato e con la capacità portante lungo superfici di rottura che interessano gli strati di terreno più superficiali (qualche metro dal p.c.).

In presenza di riattivazione dei movimenti gravitativi profondi si accetta che i rilevati subiscano spostamenti dell'ordine di quelli già verificati in passato (dell'ordine di diversi decimetri), potendo ripristinare la viabilità con interventi di manutenzione relativamente contenuti. Analoghe considerazioni valgono in presenza di eventi sismici (si veda quanto riportato nel [Doc.Rif.\[16\]](#)).

- Introducendo opere di presidio al piede dei rilevati nei tratti in affiancamento ai viadotti Cacchione e Marinella, con la finalità di:
  - garantire coefficienti di sicurezza in campo statico superiori a 1.3 nei confronti di fenomeni di instabilità locali;
  - fare fronte a condizioni più gravose rappresentate dalla presenza di ipotetiche superfici di debolezza/scorrimento anche nell'ambito dei primi 15÷20 m di profondità, sia pure non rilevate dal monitoraggio inclinometrico;
  - rendere più omogenea l'entità degli spostamenti indotti dai movimenti gravitativi profondi, limitatamente alla fascia di terreno attraversata dai pali di fondazione dei viadotti (25÷30 m di profondità dal p.c.).

Anche in questi tratti si accetta che, in presenza di riattivazione dei movimenti gravitativi profondi, i rilevati subiscano spostamenti dell'ordine di quelli già verificati in passato (dell'ordine di diversi decimetri), potendo ripristinare la viabilità con interventi di manutenzione relativamente contenuti. Analoghe

considerazioni valgono in presenza di eventi sismici (si veda quanto riportato nel [Doc.Rif.\[16\]](#)).

Il ricorso a opere di presidio al piede dei rilevati appare particolarmente necessario in corrispondenza del viadotto Cacchione, per i seguenti motivi:

- Nel corso della riattivazione dei movimenti del 1991 le pile e le spalle del viadotto Marinella hanno subito spostamenti relativamente omogenei; è presumibile che spostamenti relativamente omogenei si siano verificati anche nel corso della riattivazione del 1979; a seguito dei due eventi citati non fu progettato ed eseguito alcun intervento di presidio.
- Nel corso della riattivazione del 1991 la spalle e la pila del viadotto Cacchione hanno subito movimenti differenziati, risultando maggiori quelli in corrispondenza della spalla lato Bari. E' presumibile che spostamenti differenziati si siano verificati anche nel corso della riattivazione del 1979; una riprova di ciò è rappresentata dal fatto che a seguito della riattivazione del 1979 fu progettata ed eseguita l'opera di sostegno a monte della spalla lato Bari (si veda quanto riportato nel [Doc.Rif.\[7\]](#)).
- Causa l'attraversamento del Fosso degli Ulivi (o Fosso Cacchione), le altezze di rilevato della bretella assumono valori dell'ordine di 7÷8 m.
- Operando con accorgimenti costruttivi tali da mantenere il piano di posa e il corpo dei rilevati non influenzati da fenomeni di filtrazione dell'acqua di falda.

Nella **Tabella 3.1** si riportano le principali caratteristiche dei rilevati, in termini di pendenza media dei piani di posa  $\beta_{\text{piano di posa}}$ , altezza massima  $H_{\text{max}}$  (calcolata come differenza tra la quota del rilevato al ciglio lato autostrada e piano campagna attuale), pendenza della scarpata lato autostrada  $\beta_{\text{scarpata del rilevato}}$  e presenza o meno di opere di sostegno al piede lato autostrada e di drenaggio a monte.

Nella **Tabella 3.2** si riportano per completezza anche le principali caratteristiche delle trincee in termini di pendenza della scarpata  $\beta_{\text{scarpata della trincea}}$ , altezza massima  $H_{\text{max}}$  (calcolata come differenza di quota tra ciglio della scarpata e piano stradale) e presenza di opere di drenaggio e di sostegno.

La **Tabella 3.1** e **Tabella 3.2** sono state compilate con riferimento al piano quotato e alle sezioni stradali del progetto esecutivo 2001; una verifica con il piano

quotato rilevato nel 2008 e con le sezioni stradali dell'attuale progetto indicano variazioni non rilevanti ai fini delle considerazioni e verifiche di progetto presentate in questa sede. Per semplicità di consultazione tra i progetti 2001 e 2008 nelle tabelle sono riportate sia le progressive del progetto 2001, sia le progressive del progetto 2008.

**Tabella 3.1: Caratteristiche principali dei rilevati della bretella**

Progressiva 2001	Progressiva 2008	$\beta$ piano di posa (°)	H <sub>max</sub> (m)	$\beta$ scarpata del rilevato (-)	Interventi
≅ 0+367	≅ 0+480	≅ 6°÷7°	≅ 1.8	2(verticale): 3(orizzontale)	NO
≅ 0+385	≅ 0+498	≅ 3°÷4°	≅ 3.5	Variabile tra : 2(verticale): 3(orizzontale) e 5(verticale):9(orizzontale)	SI <sup>(1)</sup>
≅ 0+409	≅ 0+521	-	≅ 7	Variabile tra : 2(verticale): 3(orizzontale) e 5(verticale):9(orizzontale)	SI <sup>(1)</sup>
≅ 0+426	≅ 0+539	≅ 7°÷8°	≅ 4.7	Variabile tra : 2(verticale): 3(orizzontale) e 5(verticale):9(orizzontale)	SI <sup>(1)</sup>
≅ 0+446	≅ 0+522	≅ 4°÷5°	≅ 2.7	2(verticale): 3(orizzontale)	SI <sup>(2)</sup>
≅ 0+522	≅ 0+545				SI <sup>(3)</sup>
≅ 0+545	≅ 0+558				SI <sup>(2)</sup>
≅ 0+466	≅ 0+578	≅ 3°÷4°	≅ 2.2	2(verticale): 3(orizzontale)	SI <sup>(2)</sup>
≅ 0+486	≅ 0+598	≅ 3.5°÷4.5°	≅ 2.4	2(verticale): 3(orizzontale)	SI <sup>(2)</sup>
≅ 0+527	≅ 0+639	≅ 3.5°÷4.5°	≅ 2.5	1(verticale): 3(orizzontale)	-
≅ 0+547	≅ 0+659	≅ 4°÷5°	≅ 1.3	1(verticale): 3(orizzontale)	-
≅ 0+607	≅ 0+719	≅ 8°÷9°	≅ 1	1(verticale): 3(orizzontale)	-
≅ 0+627	≅ 0+739	≅ 5.5°÷6.5°	≅ 1.6	1(verticale): 3(orizzontale)	-
≅ 0+647	≅ 0+759	≅ 5.5°÷6.5°	≅ 2	1(verticale): 3(orizzontale)	-
≅ 0+667	≅ 0+779	≅ 6.5°÷7°	≅ 1.3	1(verticale): 3(orizzontale)	-
≅ 0+687	≅ 0+799	≅ 8°÷9°	≅ 0.8	1(verticale): 3(orizzontale)	-
≅ 0+707	≅ 0+819	≅ 7.5°÷8.5°	≅ 1.4	1(verticale): 3(orizzontale)	-
≅ 0+727	≅ 0+839	≅ 11°	≅ 1.8	1(verticale): 3(orizzontale)	-
≅ 0+747	≅ 0+859	≅ 8°÷9°	≅ 2.8	5(verticale): 9(orizzontale)	SI <sup>(4)</sup>
≅ 0+767	≅ 0+879	≅ 8°÷9°	≅ 3	5(verticale): 9(orizzontale))	SI <sup>(4)</sup>
≅ 0+787	≅ 0+899	≅ 8°÷9°	≅ 3	5(verticale): 9(orizzontale)	SI <sup>(4)</sup>
≅ 0+807	≅ 0+919	≅ 9°÷10°	≅ 3.1	5(verticale): 9(orizzontale)	SI <sup>(4)</sup>
≅ 0+827	≅ 0+939	≅ 7°÷8°	≅ 3.5	5(verticale): 9(orizzontale)	SI <sup>(4)</sup>

Progressiva 2001	Progressiva 2008	$\beta$ piano di posa (°)	H <sub>max</sub> (m)	$\beta$ scarpata del rilevato (-)	Interventi
≅ 0+847	≅ 0+959	≅ 10°	≅ 3.2	5(verticale): 9(orizzontale)	SI <sup>(4)</sup>
≅ 0+867	≅ 0+979	≅ 7°÷8°	≅ 1.5	5(verticale): 9(orizzontale)	SI <sup>(4)</sup>
≅ 0+887	≅ 0+999	≅ 10°÷11°	≅ 1.9	5(verticale): 9(orizzontale)	SI <sup>(4)</sup>
≅ 0+907	≅ 1+019	≅ 10°÷11°	≅ 3	5(verticale): 9(orizzontale)	SI <sup>(4)</sup>
≅ 0+927	≅ 1+039	≅ 12°÷13°	≅ 2.9	5(verticale): 9(orizzontale)	SI <sup>(4)</sup>
≅ 0+947	≅ 1+060	≅ 9°÷10°	≅ 2.4	5(verticale): 9(orizzontale)	SI <sup>(4)</sup>
≅ 0+968	≅ 1+080	≅ 10°	≅ 3	5(verticale): 9(orizzontale)	SI <sup>(4)</sup>
≅ 0+988	≅ 1+101	≅ 12°	≅ 2.9	5(verticale): 9(orizzontale)	SI <sup>(4)</sup>
≅ 1+009	≅ 1+121	≅ 8°÷9°	≅ 2	2(verticale): 3(orizzontale)	SI <sup>(4)</sup>

<sup>(1)</sup> Zona viadotto Cacchione; interventi di presidio al piede del rilevato, oggetto del presente progetto

<sup>(2)</sup> Zona viadotto Cacchione; intervento di presidio realizzato a seguito della riattivazione del 1979 (doppia fila pali trivellati  $\phi$ 1500 mm, lunghezza 30 m, tirantati)

<sup>(3)</sup> Trincea drenante, oggetto del presente progetto

<sup>(4)</sup> Zona viadotto Marinella; interventi di presidio al piede del rilevato, oggetto del presente progetto

**Tabella 3.2: Caratteristiche principali delle trincee della bretella**

Progressiva 2001	Progressiva 2008	H <sub>max</sub> (m)	$\beta$ scarpata della trincea (-)	Interventi
≅ 0+567	≅ 0+679	≅ 2	1(verticale): 2(orizzontale)	-
≅ 0+587	≅ 0+699	≅ 2.7	1(verticale): 2(orizzontale)	-
≅ 0+607	≅ 0+719	≅ 2.4	1(verticale): 2(orizzontale)	-
≅ 0+667	≅ 0+779	≅ 0.9	1(verticale): 2(orizzontale)	-
≅ 0+687	≅ 0+799	≅ 2.1	1(verticale): 2(orizzontale)	-
≅ 0+707	≅ 0+819	≅ 2.2	1(verticale): 2(orizzontale)	<sup>(1)</sup>

<sup>(1)</sup> Gabbionata, oggetto del presente progetto



## 4. ANALISI GEOTECNICHE DEI RILEVATI

### 4.1 Tratto tra il km 0+637 e il km 0+819

Il tratto in oggetto si colloca tra la strada interpodereale, interferente con la bretella, e la spalla lato Pescara del viadotto Marinella. In tale tratto i rilevati della bretella hanno altezze variabili tra 1 m e 2.5 m e poggiano su un pendio avente inclinazioni medie variabili tra 5° e 9°.

Con riferimento ad alcune situazioni rappresentative del tratto in oggetto, sono state effettuate specifiche analisi di stabilità locali in condizioni statiche con il codice di calcolo [SLOPE-W \(vers. 4.24\)](#) al fine di valutare la pendenza della scarpata dei rilevati necessaria a garantire coefficienti di sicurezza adeguati (superiori a 1.3, come richiesto dal [Doc.Rif.\[24\]](#)) nei confronti di fenomeni di rottura del tipo per scivolamento lungo il piano di appoggio e per capacità portante lungo superfici di rottura che interessano gli strati più superficiali (qualche metro dal p.c.).

Le analisi di stabilità locali sono state condotte facendo riferimento, dal lato della sicurezza, alle seguenti ipotesi di lavoro:

1. Ai materiali di rilevato sono stati assegnati i seguenti parametri geotecnici:

- $\varphi' = 30^\circ$  = angolo di attrito
- $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$  = peso di volume naturale.

Agli strati di terreno superficiali sono stati assegnati i seguenti parametri geotecnici:

- $\varphi' = 20^\circ$  = angolo di attrito
- $c' = 0 \text{ kPa}$
- $\gamma_n = 20 \text{ kN/m}^3$  = peso di volume naturale.

I parametri geotecnici sopra indicati sono da ritenere fattorizzati; l'angolo di attrito a volume costante caratteristico delle argille intatte lungo superfici di scivolamento non pre-formate è infatti superiore a 25° (si veda il [Doc.Rif.\[16\]](#)); quello del rilevato, costituito da materiali quali quelli specificati nel **capitolo 5**, compattati, è infatti superiore a 36°. In accordo all'Approccio A1 – Combinazione 2 (A2+M2+R2) del [Doc.Rif.\[24\]](#), nelle analisi di stabilità locale è sufficiente quindi ottenere coefficienti di sicurezza non inferiori a 1.1.

2. I livelli piezometrici sono stati determinati nell'ipotesi di gradienti di pressione pari a quello idrostatico con intercetta pari a zero in corrispondenza del p.c..
3. Si è fatto riferimento a un sovraccarico stradale uniformemente distribuito pari a 20 kPa (già fattorizzato, con  $\gamma_F = 1.3$ ).
4. Le verifiche allo scorrimento sono state effettuate imponendo che le superfici critiche (planari) seguano il piano di appoggio del rilevato; le verifiche di capacità portante sono state effettuate con superfici circolari; in entrambi i casi è fatto riferimento al metodo di Bishop semplificato.
5. E' stato trascurato il contributo di resistenza fornito dai geosintetici (si veda il **capitolo 5**).

I risultati ottenuti, moltiplicati per un coefficiente pari a 1.05, per tenere conto delle condizioni di rottura tridimensionale, più favorevoli di quelle di deformazione piana di calcolo, sono riportati nella **Tabella 4.1**.

**Tabella 4.1: Rilevati tra  $\cong$  km 0+637 e  $\cong$  km 0+819**  
**Risultati delle verifiche di stabilità locali in condizioni statiche**

Progressiva $\cong$ km	$\beta_{\text{piano di posa}}$ (°)	$H_{\text{max}}$ (m)	Coefficienti di sicurezza <sup>(1)</sup>			
			$\beta_{\text{scarpata del rilevato}} =$ 2(verticale): 3(orizzontale)		$\beta_{\text{scarpata del rilevato}} =$ 1(verticale): 3(orizzontale)	
			Scorrimento	Capacità portante	Scorrimento	Capacità portante
0+759	$\cong 5.5^\circ + 6.5^\circ$	$\cong 2$	$2.85 \times 1.05 = 3$ <b>Fig.4.1</b>	$0.79 \times 1.05 = 0.83$ <b>Fig.4.2</b>	$3.03 \times 1.05 = 3.20$ <b>Fig.4.3</b>	$1.09 \times 1.05 = 1.14$ <b>Fig.4.4</b>
0+839	$\cong 11^\circ$	$\cong 1.8$	$2.4 \times 1.05 = 2.52$ <b>Fig.4.5</b>	$0.76 \times 1.05 = 0.80$ <b>Fig.4.6</b>	$1.97 \times 1.05 = 2.07$ <b>Fig.4.7</b>	$1.02 \times 1.05 = 1.07$ <b>Fig.4.8</b>

<sup>(1)</sup> Valutati con parametri geotecnici del terreno fattorizzati

Dai risultati delle analisi risulta che:

- La sezione dei rilevati è determinata dalla necessità di raggiungere adeguati coefficienti di sicurezza nei confronti di fenomeni di rottura per capacità portante.
- Ai fini del raggiungimento dei coefficienti di sicurezza minimi richiesti dalla normativa vigente, le pendenze delle scarpate dei rilevati devono essere non superiori a 1(verticale): 3(orizzontale).

Analoghe considerazioni varrebbero nel tratto a sud della spalla lato Bari del viadotto Marinella; in tale tratto, per motivi anche di ingombro, è preferibile

ricorrere alla soluzione che prevede un'opera di presidio al piede (si veda il **paragrafo 4.3**).

Relativamente al comportamento dei rilevati in condizioni sismiche, prescindere da considerazioni legate alla presenza di superfici di scivolamento profonde, per le quali si rimanda al **Doc.Rif.[17]**, vale quanto segue.

Come riportato nello studio del 1987 effettuato dagli scriventi per conto della società Autostrade, l'effetto principale che il terremoto produce in opere tipo quelle in esame è uno spostamento verso valle, la cui entità dipenderà dalle caratteristiche geometriche e meccaniche del corpo del rilevato e del terreno di fondazione e da quelle del terremoto stesso.

Un metodo di verifica appropriato deve perciò in primo luogo mirare a valutare la grandezza dello spostamento atteso sotto l'azione del terremoto di riferimento. I metodi statico-equivalenti convenzionali, quand'anche conducano a stabilire che il coefficiente di sicurezza in condizioni sismiche scende sotto l'unità, non sono in grado di determinare quanto l'opera si muoverà.

Nell'approccio che verrà seguito in questa sede il punto chiave sta nel passare dalle forze che determinano l'equilibrio agli spostamenti permanenti che conseguono all'eventuale perdita dell'equilibrio stesso.

Il metodo oggi più impiegato per il calcolo degli spostamenti permanenti è il metodo di **Newmark (1965)**. Tale metodo modella la massa di terreno potenzialmente instabile come un blocco rigido poggiante su di una base inclinata che si muove sotto la sollecitazione del terremoto (si veda la **Figura 4.9**). Il blocco rigido mobilita una resistenza per attrito di tipo rigido-plastico, ossia non si ha movimento rispetto alla base fissa sino a che l'accelerazione indotta dal sisma non supera un determinato valore di soglia, oltre il quale si genera uno spostamento relativo.

Il valore chiave per la valutazione dello spostamento del blocco rigido è stato individuato da Newmark nell'accelerazione critica, ossia quel valore dell'accelerazione del terreno necessaria a mobilitare la massa potenzialmente instabile, per la quale cioè il coefficiente di sicurezza convenzionale in condizioni sismiche, calcolato adottando i parametri geotecnici non fattorizzati, diviene unitario. L'accelerazione critica è definita come  $a_c = K_c \cdot g$ , dove il fattore di

accelerazione critica  $K_c$  è pari al coefficiente sismico orizzontale in grado di produrre un coefficiente di sicurezza, calcolato adottando i parametri geotecnici non fattorizzati, pari a 1 in una analisi pseudo-statica di stabilità del pendio, mentre  $g$  è l'accelerazione di gravità.

Il significato dell'accelerazione critica è illustrato nella **Figura 4.10**, in cui sono riportati un'accelerogramma e una linea orizzontale corrispondente all'accelerazione critica del corpo potenzialmente instabile. Se l'accelerogramma contiene un picco inferiore all'accelerazione critica non si manifesterà alcuno spostamento relativo tra il blocco e la base; nel caso contrario il metodo prevede l'integrazione della porzione di accelerogramma posta al di sopra del valore di accelerazione critica, determinando in tal modo la velocità e lo spostamento relativo (permanente) del blocco.

La determinazione del fattore di accelerazione critica  $K_c$  può essere effettuata con il metodo dell'equilibrio limite globale utilizzando il codice di calcolo [SLOPE-W \(vers. 4.24\)](#). In particolare sono state ripetute le analisi di cui alla **Tabella 4.1**, relative a pendenze delle scarpate pari a 1 (verticale): 3 (orizzontale), introducendo i parametri geotecnici non fattorizzati (ovvero angoli di attrito pari a 25° e a 36° rispettivamente per i terreni di fondazione e per i materiali di rilevato) ed una forza orizzontale statica equivalente tale da portare la massa di terreno potenzialmente instabile in condizioni limite caratterizzate da coefficienti di sicurezza pari a 1. Nella **Tabella 4.2** sono riportati i risultati conseguiti.

Relativamente agli accelerogrammi di calcolo sono stati utilizzati i risultati dell'analisi di risposta sismica locale in condizioni 1D, effettuata con il codice di calcolo [EERA](#), descritta nel [Doc.Rif.\[17\]](#). Gli accelerogrammi ottenuti in superficie ed in profondità dalle analisi di risposta sismica locale sono riportati nelle **Figura 4.13**, **Figura 4.14** e **Figura 4.15**.

Le analisi alla Newmark sono state effettuate con l'ausilio del codice di calcolo "Newmark - Slope Performance during an Earthquake" ([Jibson et al., 2003](#)). A ciascuna superficie di scivolamento analizzata (si vedano **Figura 4.11** e **Figura 4.12**) sono stati associati i valori di  $K_c$  riportati nella **Tabella 4.2** e gli accelerogrammi in superficie ottenuti dalla risposta sismica locale di **Figura 4.13**, **Figura 4.14** e **Figura 4.15**.

I risultati delle analisi alla Newmark sono riportati nella **Tabella 4.2**. Come riportato nella **Tabella 4.2**, gli spostamenti massimi attesi in presenza di eventi sismici associabili al livello di pericolosità considerato (si veda [Doc.Rif.\[7\]](#)) e a superfici di scivolamento superficiali (qualche metro dal p.c., tipo quelle indicate nelle **Figura 4.11** e **Figura 4.12**), risulterebbero contenuti, ovvero dell'ordine di qualche centimetro. Per la presenza delle superfici di scivolamento profonde, i movimenti complessivi dei rilevati attesi durante una rimobilizzazione della frana, saranno decisamente superiori, dell'ordine di quelli valutati nel [Doc.Rif.\[17\]](#).

**Tabella 4.2: Rilevati tra  $\cong$  km 0+637 e  $\cong$  km 0+819 – Fattore di accelerazione critico  $K_c$  e spostamenti attesi, a meno di quelli indotti dalla presenza di superfici di scivolamento profonde**

Progressiva	Superficie	Posizione della falda a partire dal p.c. [m]	$K_c$ (g)	Spostamenti attesi (cm)		
				Friuli 981 EV	Lazio Abruzzo 384 NS	Friuli 120 NS
0+759	<b>Fig.4.11</b>	+0.0	0.115	1.2	0.1	0.1
0+839	<b>Fig.4.12</b>	+0.0	0.088	2.9	0.4	0.3

## 4.2 Tratto in prossimità del viadotto Cacchione

### 4.2.1 Premessa

Il tratto di rilevato in prossimità del viadotto Cacchione può essere suddiviso in due sottotratti.

Nel primo sottotratto, compreso tra le progressive  $\cong$  km 0+502 e  $\cong$  km 0+543 il rilevato è caratterizzato da altezze massime dell'ordine di 7 m, necessarie per attraversare il Fosso degli Ulivi (o Fosso Cacchione) e pendenze delle scarpate variabili tra 2 (verticale): 3 (orizzontale) e 5 (verticale): 9 (orizzontale). In ragione anche della vicinanza delle fondazioni delle spalle e della pila del viadotto, è prevista in progetto la realizzazione di un'opera di sostegno interrata costituita da setti di diaframma di dimensioni planimetriche 3 m x 1 m e di lunghezza 25 m, posti a interasse di 2.25 m; i setti sono collegati da una trave a L, contro la quale si appoggia il rilevato.

Finalità della trave di collegamento a L è quella di impedire che si instaurino fenomeni di scivolamento lungo il piano di appoggio dei rilevati.

Come già indicato, finalità dei setti di diaframma è quella di:

- garantire coefficienti di sicurezza in campo statico superiori a 1.3 nei confronti di fenomeni di instabilità locali;
- fare fronte a condizioni più gravose rappresentate dalla presenza di ipotetiche superfici di debolezza/scorrimento anche nell'ambito dei primi 15÷20 m di profondità, sia pure non rilevate dal monitoraggio inclinometrico, tipo quelle 2-a, 2-b, 2-c1 e 2-c2 rappresentate nella sezione geotecnica n. 2 del **Doc.Rif.[18]**;
- rendere più omogenea l'entità degli spostamenti indotti dai movimenti gravitativi profondi, limitatamente alla fascia di terreno attraversata dai pali di fondazione dei viadotti (25÷30 m di profondità dal p.c.).

Nel secondo sottotratto, compreso tra le progressive  $\cong$  km 0+543 e  $\cong$  km 0+603, il rilevato, di altezze massime dell'ordine di 1.5 m e pendenze delle scarpate pari a 2 (verticale): 3 (orizzontale), poggia su un pendio caratterizzato da pendenze molto modeste (circa 4°); il piede del rilevato viene a collocarsi al di sopra dell'opera di sostegno interrata progettata e realizzata nel 1981, costituita da una doppia fila di pali  $\phi$ 1500 di lunghezza 30 m (interasse pali di ciascuna fila = 4 m), collegati in testa da una trave di coronamento tirantata (si veda quanto riportato nel **Doc.Rif.[7]**).

Tenuto conto dei risultati riportati nel **paragrafo 4.1** non sussistono problemi legati a fenomeni di rottura per scivolamento lungo il piano di appoggio e/o per capacità portante lungo superfici di scivolamento superficiali (profondità qualche metro rispetto al p.c.).

La presenza dell'opera di presidio sopra descritta, qualora risultasse integar a seguito della riattivazione della frana del 1991, potrebbe fare fronte anche a condizioni più gravose rappresentate dalla presenza di ipotetiche superfici di debolezza/scorrimento anche nell'ambito dei primi 15÷20 m di terreno, sia pure non rilevate dal monitoraggio inclinometrico, tipo quelle 2-a, 2-b, 2-c1 e 2-c2 rappresentate nella sezione geotecnica n. 2 del **Doc.Rif.[18]**; si tenga tuttavia presente che nel sottotratto in oggetto viene a mancare la necessità di mitigare le conseguenze che movimenti relativamente profondi, non uniformi, possano avere sulle fondazioni del viadotto Cacchione.

In relazione a quanto sopra vale quanto segue:

- Nel primo sottotratto, la valutazione del comportamento dell'opera di presidio al piede del rilevato, in progetto, viene illustrato nel paragrafo successivo.
- Relativamente al comportamento dei rilevati nel secondo sottotratto vale sostanzialmente quanto riportato per i rilevati di cui al **paragrafo 4.1**.

#### **4.2.2 Comportamento dell'opera di presidio tra $\cong$ km 0+502 e $\cong$ km 0+543**

La valutazione del comportamento dei rilevati nel tratto tra il km 0+502 e il km 0+543 è fatta facendo riferimento alla sezione geotecnica n. 2 riportata nel **Doc.Rif.[18]**, prescindendo dalla presenza delle superfici di scorrimento profonde tipo 2-d e 2-e.

Tale valutazione è particolarmente complessa in quanto richiede un'analisi di interazione in campo statico e sismico tra rilevato, opera di presidio al piede e terreno circostante, costituito dalla formazione delle argille plio-pleistoceniche appartenenti al corpo di frana, quindi caratterizzato dalla presenza di discontinuità strutturali che rendono il comportamento dell'ammasso meno resistente di quello del materiale intatto. Nelle analisi che seguono la presenza di materiale che appartiene al corpo di frana è tenuta in conto adottando involucri di resistenza ridotti (fattorizzati) rispetto a quelli del materiale intatto (si veda quanto riportato nel **Doc.Rif.[16]**); come ulteriore cautela si è ipotizzato che possano sussistere condizioni sfavorevoli caratterizzate dalla presenza di superfici di debolezza/scorrimento anche nell'ambito delle profondità attraversate dai setti di diaframma, tipo quelle 2-a, 2-b, 2-c1 e 2-c2 rappresentate nella sezione n. 2 riportata nel **Doc.Rif.[18]**, lungo le quali possono essere operative le resistenze al taglio residue. Sotto tali presupposti la situazione stratigrafico-geotecnica sopra descritta è ritenuta applicabile alle verifiche SLU secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R1), previste dal **Doc.Rif.[24]**.

Al fine di ottenere risultati i più realistici possibile, le analisi di interazione suddette sono state effettuate in condizioni 2D (deformazione piana) con il metodo degli elementi finiti e con l'ausilio del codice di calcolo **PLAXIS (vers.8.6)**.

Nella **Figura 4.16a** e **Figura 4.16b** è riportata la griglia di calcolo, che riproduce al meglio quanto rappresentato nella sezione geotecnica n. 2 riportata nel **Doc.Rif.[18]**; nelle figure sono indicate le dimensioni del modello numerico, la

stratigrafia di riferimento (costituita unicamente dalle argille plio-pleistoceniche), le possibili superfici di debolezza/scorrimento e le opere in progetto (setti di diaframma e rilevato autostradale); il caso 1 si riferisce alle superfici di debolezza/scorrimento tipo 2-a e 2-b del [Doc.Rif.\[18\]](#); il caso 2 si riferisce alle superfici di debolezza/scorrimento tipo 2-c1 e 2-c2 del [Doc.Rif.\[18\]](#). Il livello della falda è assunto coincidente con il piano campagna. Si rileva che nel caso specifico la differenziazione in strati indicata nelle **Figura 4.16a** e **Figura 4.16b** deriva essenzialmente dal fatto di schematizzare materiali caratterizzati da gradi di sovraconsolidazione decrescenti con la profondità (si veda il [Doc.Rif.\[16\]](#)).

Come già anticipato, la sezione di calcolo 2D indicata nelle **Figura 4.16a** e **Figura 4.16b** non contempla la presenza delle superfici di scivolamento profonde tipo 2-d e 2-e, rappresentate nella sezione geotecnica n. 2 del [Doc.Rif.\[18\]](#). Ciò non dovrebbe essere influente ai fini del dimensionamento e verifica geotecnica (locale) e strutturale dell'opera di presidio e porsi semmai dal lato della sicurezza. Infatti le superfici di scivolamento profonde passano al di sotto del piede dell'opera di presidio, determinando unicamente l'entità degli spostamenti complessivi in presenza delle periodiche riattivazioni o degli eventi sismici (si veda quanto riportato nel [Doc.Rif.\[17\]](#)); in presenza di eventi sismici la presenza delle superfici di scorrimento dovrebbe inoltre avere effetti favorevoli sulla propagazione del segnale verso l'alto, riducendo gli effetti di amplificazione.

Le analisi sono state condotte tenendo conto delle seguenti fasi:

- Fase 0: determinazione dello stato di sforzo iniziale;
- Fase 1: inserimento dei setti di diaframma (condizioni drenate);
- Fase 2: inserimento del rilevato (condizioni drenate);
- Fase 3: applicazione dell'accelerogramma alla base del modello (condizioni non drenate);
- Fase 4: dissipazione delle sovrappressioni interstiziali generate dal terremoto (condizioni accoppiate).

Nelle fasi 0, 1, 2 e 4, rappresentative delle condizioni statiche, le condizioni al contorno sono:

- Base del modello numerico: spostamenti verticali impediti, spostamenti orizzontali impediti;



- Confini laterali del modello: spostamenti verticali liberi; spostamenti orizzontali impediti.

Nella fase 3, rappresentativa delle condizioni sismiche, le condizioni al contorno sono:

- Base del modello numerico: spostamenti verticali impediti, spostamenti orizzontali assegnati;
- Confini laterali del modello: spostamenti verticali impediti; spostamenti orizzontali liberi.

Vengono di seguito riportati alcuni dettagli relativi alle varie fasi di analisi.

#### Fase 0

Lo stato di sforzo iniziale è stato introdotto nel modello numerico in accordo alla seguente procedura: a) nei vari elementi zona costituenti la griglia di calcolo è stato assegnato lo stato tensionale efficace in termini di pressioni verticali ed orizzontali ipotizzato nel [Doc.Rif.\[16\]](#), nelle condizioni di piano campagna orizzontale; b) in relazione al fatto che il modello numerico contempla una morfologia del piano campagna non orizzontale e la possibile presenza di superfici di debolezza/scorrimento, il suddetto stato di sforzo non è equilibrato; con la fase 0 si ricercano appunto le nuove condizioni di equilibrio.

Per convenienza connessa con aspetti di convergenza numerica, una prima sottofase di riequilibrio delle tensioni è stata condotta modellando gli elementi del terreno con un modello costitutivo semplificato (elasto-plastico con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb); una seconda sottofase di riequilibrio è stata condotta modellando gli elementi del terreno con il modello elasto-plastico di [Al Tabbaa & Muir Wood \(1989\)](#) descritto nel [Doc.Rif.\[16\]](#).

Agli elementi zona caratterizzati con il modello costitutivo di [Al Tabba & Muir Wood \(1989\)](#) sono stati assegnati i parametri geotecnici riportati sempre nel [Doc.Rif.\[16\]](#), con un angolo di attrito fattorizzato pari a 20°.

Gli elementi che schematizzano la zona di debolezza (scorrimento) sono stati caratterizzati da un modello costitutivo elasto-plastico con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb e angolo di resistenza al taglio medio pari a 17°, compatibile con quanto desumibile dalla caratterizzazione geotecnica riportata nel [Doc.Rif.\[16\]](#).

Nelle **Figura 4.17a** e **Figura 4.17b** sono riportati i valori del rapporto tra le tensioni orizzontali efficaci e le tensioni verticali efficaci al termine della fase 0, in

corrispondenza del setto di diaframma, per i casi 1 e 2 rappresentati nelle **Figura 4.16a** e **Figura 4.16b**. A commento si rileva che, nel caso specifico, le condizioni tensionali geostatiche non sono influenzate particolarmente né dalla pendenza del p.c., né dalla presenza delle ipotetiche superfici di debolezza/scorrimento. A conferma di ciò si riporta in **Figura 4.17c** il risultato ottenuto nell'ipotesi di assenza di superfici di debolezza/scorrimento.

#### Fase 1

L'inserimento dei setti di diaframma è stato simulato introducendo nel modello numerico un elemento "beam" avente inerzia e area per metro lineare pari a quelle del sistema costituito dai setti di diaframma, rispettivamente pari a 1.06 m<sup>4</sup> e 1.42 m<sup>2</sup>; come già indicato l'opera di sostegno al piede è costituita da setti di diaframma di dimensioni planimetriche 3 m x 1 m e di lunghezza 25 m (da quota +13.5 m a quota - 11.5 m), posti a interasse di 2.25 m; nel modello numerico l'elemento "beam" è stato fatto sporgere dal p.c. con lo scopo di sostenere il piede del rilevato. L'elemento "beam" ha comportamento elastico ed è caratterizzato da un modulo di Young pari a 28000 MPa e un peso di volume  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ .

Si rileva che l'interasse tra i pannelli è determinato conciliando due esigenze:

- La necessità di impedire il rifluimento del terreno tra i pannelli; a tale riguardo è stata applicata la seguente espressione approssimata, applicabile alla profondità generica di riferimento:

$$1 \cdot 9 \cdot c_u \cdot i = 1 \cdot b \cdot 9 \cdot c_u + 1 \cdot 2l \cdot c_u$$

essendo:

$i$  = interasse tra i pannelli

$b$  = 1 m = dimensione planimetrica minore del setto

$l$  = 3 m = dimensione planimetrica maggiore del setto

$c_u$  = resistenza al taglio non drenata delle argille plio-pleistoceniche (si veda il **Doc.Rif.[16]**).

- La necessità, per esigenze di buona esecuzione, di non avere setti troppo ravvicinati.

#### Fase 2

Il rilevato autostradale di altezza 7 m è stato introdotto nell'analisi come elementi zona aventi pesi di volume pari a 19.5 kN/m<sup>3</sup>. Il modello costitutivo adottato per tali

elementi zona è del tipo elasto-plastico con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb; il modulo di Young e il rapporto di Poisson del materiale di rilevato sono stati rispettivamente assunti pari a 30 MPa e a 0.2; l'angolo di attrito è stato assunto pari a 38°. Si rileva che i parametri geotecnici assegnati ai materiali di rilevato hanno scarsa influenza sui risultati dell'analisi. In questa fase è stato considerato il caso di assenza di sovraccarico e di presenza di sovraccarico.

### Fase 3

La fase 3, sismica, è stata simulata imponendo alla base del modello un'accelerogramma rappresentativo per il sito in oggetto; sono stati inoltre presi particolari accorgimenti al fine di eliminare effetti indesiderati dovuti alle riflessioni delle onde di taglio e di compressione in corrispondenza dei confini del modello e far sì che la propagazione del segnale in verticale avvenga in modo il più omogeneo possibile, in accordo a quanto ottenuto dall'analisi di risposta sismica 1D con il codice di calcolo EERA (si veda il [Doc.Rif.\[17\]](#)). L'adeguatezza degli accorgimenti presi è dimostrata con il modello numerico descritto nell'**Appendice 1**. L'accelerogramma di riferimento per le analisi è quello del Friuli, stazione di Tolmezzo, che ha prodotto i maggiori spostamenti, sia nelle analisi dei rilevati di cui al **paragrafo 4.1**, sia nelle analisi di stabilità del versante (si veda il [Doc.Rif.\[17\]](#)). L'accelerogramma applicato alla base del modello numerico di **Figura 4.16**, risultante dall'analisi di risposta sismica locale, è riportato nell'**Appendice 1**.

In questa fase non è stato considerato alcun sovraccarico.

### Fase 4

La fase di dissipazione delle sovrappressioni interstiziali è stata valutata dal codice di calcolo con la teoria di consolidazione accoppiata di Biot valida per mezzi bifase. In questa fase non è stato considerato alcun sovraccarico.

I risultati delle analisi sono rappresentati nelle seguenti figure:

- **Figura 4.18a (caso 1) e Figura 4.18b (caso 2)**: andamento dei momenti flettenti nei setti, nella fase statica sismica e post-sismica.
- **Figura 4.19a (caso 1) e Figura 4.19b (caso2)**: andamento dei tagli nei setti, nella fase statica sismica e post-sismica.
- **Figura 4.20a (caso 1) e Figura 4.20b (caso 2)**: andamento con la profondità degli spostamenti dei setti, nella fase statica, sismica e post-sismica.

- **Figura 4.21a (caso 1) e Figura 4.21b (caso 2):** andamento delle accelerazioni nella fase sismica al piede del rilevato lato valle, in mezzeria del rilevato e al piede del rilevato lato monte.
- **Figura 4.22a (caso 1) e Figura 4.22b (caso 2):** andamento degli spostamenti nella fase sismica al piede del rilevato lato valle, in mezzeria del rilevato e al piede del rilevato lato monte.

Sulla base dei risultati conseguiti possono essere fatti i seguenti commenti:

- Non si hanno sostanziali differenze di risultato, sia in termini di sollecitazioni nei setti, sia in termini di spostamenti, tra i casi 1 e 2, caratterizzati da diverse superfici di debolezza/scorrimento. Gli spostamenti massimi dell'opera di presidio in condizioni statiche sono relativamente contenuti (circa 12 cm); l'incremento di spostamento dovuto all'evento sismico è dell'ordine di circa 15 cm. La dissipazione delle sovrappressioni interstiziali generate nella fase sismica non induce modifiche al regime di sollecitazione e di spostamento che si ha in fase sismica.
- In presenza di sovraccarico si hanno modesti incrementi nelle sollecitazioni (circa il 7%) e negli spostamenti (circa il 20%).
- Il comportamento dell'opera risulta decisamente più favorevole nel caso di assenza delle ipotetiche superfici di debolezza/scorrimento e di parametri geotecnici delle argille plio-pleistoceniche non fattorizzati, soprattutto in termini di spostamento (si vedano le **Figura 4.23**, **Figura 4.24** e **Figura 4.25**, caso 3). I risultati relativi al caso 3 possono essere applicabili alle verifiche SLU secondo l'Approccio 1 – Combinazione 1 (A1+M1+R1) previste dal **Doc.Rif.[24]**.
- Le verifiche strutturali dei setti secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R1) previste dal **Doc.Rif.[24]** potranno essere effettuate utilizzando i risultati riportati nelle **Figura 4.18a**, **Figura 4.18b**, **Figura 4.19a** e **Figura 4.19b**, senza alcuna fattorizzazione, ovvero con  $\gamma_F = \gamma_E = 1$ . Le sollecitazioni valutate per la fase statica e quella post-sismica in assenza di sovraccarico vanno moltiplicate per 1.1 per tenere conto del sovraccarico.
- Le verifiche strutturali dei setti secondo l'Approccio 1 – Combinazione 1 (A1+M1+R1) previste dal **Doc.Rif.[24]** potranno essere effettuate utilizzando i risultati riportati nelle **Figura 4.23** e **Figura 4.24** nel seguente modo:

- Fase di costruzione del rilevato e di fine consolidazione (post-sismica): sollecitazioni incrementate del 10%, per tenere conto del sovraccarico e fattorizzate con  $\gamma_F = \gamma_E = 1.3$ .
- Fase sismica: sollecitazioni di **Figura 4.23** e **Figura 4.24** relative alla fase di costruzione del rilevato incrementate del 10% per tenere conto del sovraccarico e fattorizzate con  $\gamma_F = \gamma_E = 1.3$ , sommate all'incremento di sollecitazione dovuto al sisma non fattorizzato ( $\gamma_F = \gamma_E = 1$ ).
- Gli spostamenti attesi durante una riattivazione dei movimenti gravitativi profondi e/o durante un evento sismico indotti dalla presenza di superfici di scivolamento profonde del tipo di quelle 2-a e 2-b riportate nella sezione geotecnica n.2 del **Doc.Rif.[18]**, risulteranno dell'ordine di quelli misurati ad esempio nel 1991 e/o di quelli calcolati nel **Doc.Rif.[17]**.

Le travi di coronamento sono giuntate ogni 9 m.

### **4.3 Tratto in prossimità del viadotto Marinella**

Tra le progressive  $\cong$ km 0+837 e  $\cong$ km 0+1048 i rilevati, di altezza massima 3.5 m e pendenze delle scarpate 2( verticale): 3 (orizzontale), si posizionano a monte del viadotto Marinella. In analogia a quanto previsto in prossimità del viadotto Cacchione, in ragione della vicinanza delle fondazioni delle spalle e della pila del viadotto, si prevede la realizzazione di un'opera di presidio interrata costituita da setti di diaframma o da pali trivellati di dimensioni planimetriche, lunghezze e interassi appropriati (si veda quanto riportato nel seguito), collegati da una trave a L, contro la quale si appoggia il rilevato.

Come già indicato, finalità dei setti di diaframma è quella di:

- garantire coefficienti di sicurezza in campo statico superiori a 1.3 nei confronti di fenomeni di instabilità locali;
- fare fronte a condizioni più gravose rappresentate dalla presenza di ipotetiche superfici di debolezza/scorrimento anche nell'ambito dei primi 15÷20 m di profondità, sia pure non rilevate dal monitoraggio inclinometrico, tipo quella 4-c rappresentata nella sezione n. 4 del **Doc.Rif.[18]** e/o quella al contatto tra argille avana dello strato 1 e argille grigie dello strato 2.

Anche in questo caso la valutazione del comportamento dei rilevati è fatta mediante un'analisi di interazione in campo statico e sismico tra rilevato, opera di presidio al piede e terreno circostante, costituito dalla formazione delle argille plio-pleistoceniche appartenenti al corpo di frana, quindi caratterizzato dalla presenza di discontinuità strutturali che rendono il comportamento dell'ammasso meno resistente di quello del materiale intatto. Nelle analisi che seguono la presenza di materiale che appartiene al corpo di frana è tenuta in conto adottando inviluppi di resistenza ridotti (fattorizzati) rispetto a quelli del materiale intatto (si veda quanto riportato nel [Doc.Rif.\[16\]](#)); come ulteriore cautela si è ipotizzato che possano sussistere condizioni sfavorevoli caratterizzate dalla presenza di superfici di debolezza/scorrimento anche nell'ambito delle profondità attraversate dai setti di diaframma, tipo quella 4-c rappresentata nella sezione n. 4 del [Doc.Rif.\[18\]](#) e quella al contatto tra argille avana dello strato 1 e argille grigie dello strato 2, lungo le quali sono operative le resistenze al taglio residue. Sotto tali presupposti la situazione stratigrafico-geotecnica sopra descritta si ritiene applicabile alle verifiche SLU secondo l'Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R1), previste dal [Doc.Rif.\[24\]](#).

Al fine di ottenere risultati i più realistici possibile, le analisi di interazione suddette sono state effettuate in condizioni 2D (deformazione piana) con il metodo degli elementi finiti e con l'ausilio del codice di calcolo [PLAXIS \(vers.8.6\)](#).

Nella **Figura 4.26** è riportata la griglia di calcolo, che riproduce al meglio quanto rappresentato nella sezione geotecnica n. 4, riportata nel [Doc.Rif.\[18\]](#); nella figura sono indicate le dimensioni del modello numerico, la stratigrafia di riferimento (rappresentata unicamente dalle argille plio-pleistoceniche), le possibili superfici di debolezza (scorrimento) e le opere in progetto (setti di diaframma o pali e rilevato autostradale); il livello della falda è assunto coincidente con il piano campagna. Si rileva che nel caso specifico la differenziazione in strati indicata nella **Figura 4.26** deriva essenzialmente dal fatto di schematizzare sia materiali caratterizzati da gradi di sovraconsolidazione decrescenti con la profondità (si veda il [Doc.Rif.\[16\]](#)), sia la superficie di debolezza/scorrimento tra argille avana e argille grigie, posta a 8 m dal p.c..

Le analisi sono state condotte con modalità simili a quelle descritte per l'opera in corrispondenza del viadotto Cacchione (si veda il **paragrafo 4.2.2**), considerando i seguenti casi:

- Caso 1: assenza dell'opera di presidio.
- Caso 2: presenza di setti di diaframma di dimensioni planimetriche 2.5 m x 0.8 m e lunghezza 10 m, posti ad interassi di 2.25 m.
- Caso 3: presenza di setti di diaframma di dimensioni planimetriche 2.5 m x 0.8 m e lunghezza 20 m, posti ad interassi di 2.25 m.
- Caso 4: presenza di pali trivellati di diametro  $\phi 1500$  mm e lunghezza 10 m, posti ad interassi di 2.25 m.

Si rileva che la sezione di calcolo 2D indicata in **Figura 4.26** non contempla la presenza delle superfici di scivolamento profonde tipo quelle 4-a e 4-b rappresentate nella sezione n. 4 del [Doc.Rif.\[18\]](#). Ciò non dovrebbe essere influente ai fini del dimensionamento e verifica geotecnica (locale) e strutturale dell'opera e porsi semmai dal lato della sicurezza. Infatti le superfici di scivolamento profonde passano al di sotto del piede dell'opera di presidio, determinando unicamente l'entità degli spostamenti complessivi in presenza delle periodiche riattivazioni o degli eventi sismici (si veda quanto riportato nel [Doc.Rif.\[17\]](#)); in presenza di eventi sismici la presenza delle superfici di scorrimento dovrebbe inoltre avere effetti favorevoli sulla propagazione del segnale verso l'alto, riducendo gli effetti di amplificazione (si veda anche quanto riportato nel seguito a commento dei risultati delle analisi).

L'inserimento dell'elemento "beam" rappresentante i setti o i pali è caratterizzato da un'inerzia e un'area per metro lineare pari a  $0.49 \text{ m}^4$  e  $0.94 \text{ m}^2$  per i setti e a  $0.117 \text{ m}^4$  e  $0.83 \text{ m}^2$  per i pali; anche in questo caso l'elemento "beam" è stato fatto sporgere dal p.c. con lo scopo di sostenere il piede del rilevato. L'elemento "beam" ha comportamento elastico ed è caratterizzato da un modulo di Young pari a 30000 MPa e un peso di volume  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ .

Il rilevato autostradale è stato introdotto nell'analisi come elementi zona aventi pesi di volume pari a  $19.5 \text{ kN/m}^3$ . Il modello costitutivo adottato per tali elementi zona è del tipo elasto-plastico con criterio di rottura alla Mohr-Coulomb; il modulo di Young ed il rapporto di Poisson del materiale di rilevato sono stati rispettivamente assunti pari a 30 MPa e a 0.2; l'angolo di attrito è stato assunto pari a  $38^\circ$ . Si rileva che i parametri geotecnici assegnati ai materiali di rilevato hanno scarsa influenza sui risultati dell'analisi. Nella fase di inserimento del rilevato è stato considerato il caso di assenza di sovraccarico e di presenza di sovraccarico.

I risultati delle analisi sono rappresentati nelle seguenti figure:

- **Figura 4.27a (casi 1, 2, 3 e 4):** valori del rapporto tra le tensioni orizzontali efficaci e le tensioni verticali efficaci al termine della fase 0, in corrispondenza del piede del rilevato ove è posta l'opera di presidio. Per confronto nella **Figura 4.27b** si riportano i risultati ottenuti in assenza di superfici di debolezza/scorrimento (caso 5). A commento dei risultati ottenuti si rileva quanto segue:
  - In assenza di superfici di debolezza/scorrimento, per effetto della sola inclinazione del piano campagna, i valori di  $K_0$  sono inferiori a quelli di input iniziali caratteristici di condizioni di piano campagna orizzontale;
  - La presenza di superfici di debolezza/scorrimento contribuisce a fare diminuire ulteriormente i valori di  $K_0$ ; in ogni caso tali valori non sono mai inferiori a 1.2.
- **Figura 4.28a (caso 2), Figura 4.28b (caso 3) e Figura 4.28c (caso 4):** andamento dei momenti flettenti nei setti e/o nei pali, nella fase statica sismica e post-sismica.
- **Figura 4.29a (caso 2), Figura 4.29b (caso 3) e Figura 4.29c (caso 4):** andamento dei tagli nei setti e/o nei pali, nella fase statica sismica e post-sismica.
- **Figura 4.30a (caso 1), Figura 4.30b (caso 2), Figura 4.30c (caso 3) e Figura 4.30d (caso 4):** andamento con la profondità degli spostamenti in corrispondenza di una verticale al piede del rilevato, nella fase statica, sismica e post-sismica.
- **Figura 4.31a (caso 1), Figura 4.31b (caso 2), Figura 4.31c (caso 3) e Figura 4.31d (caso 4):** andamento nel tempo delle accelerazioni nella fase sismica al piede del rilevato lato valle, in mezzeria del rilevato e al piede del rilevato lato monte.
- **Figura 4.32a (caso 1), Figura 4.32b (caso 2), Figura 4.32c (caso 3) e Figura 4.32d (caso 4):** andamento nel tempo dello spostamento nella fase sismica al piede del rilevato lato valle, in mezzeria del rilevato e al piede del rilevato lato monte.

Alla luce dei risultati conseguiti possono essere fatti i seguenti commenti:

- In assenza di opera di presidio, gli spostamenti orizzontali indotti dalla costruzione del rilevato sono molto elevati (55 cm); ciò è una conseguenza di elevati gradi di mobilitazione delle resistenze al taglio, sia lungo superfici di scivolamento superficiali, sia lungo le ipotetiche superfici di debolezza/scorrimento introdotte nel modello numerico. Gli spostamenti indotti da eventi sismici sono dell'ordine di 40 cm. Gli spostamenti complessivi (statici e sismici) ammontano quindi a circa 95 cm.



- In presenza di opera di presidio al piede, gli spostamenti orizzontali indotti dalla costruzione del rilevato e dagli eventi sismici si riducono sensibilmente solo in presenza di elementi di rinforzo di lunghezza 20 m (si veda quanto riportato nella **Tabella 4.3**).

**Tabella 4.3: Risultati delle analisi PLAXIS in termini di spostamenti orizzontali**

Spostamenti orizzontali	Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4
Costruzione rilevato (1)	55 cm	32	16	33
Sisma (2)	40 cm	28	22	29
(1) + (2)	95 cm	60	38	62

- La dissipazione delle sovrappressioni interstiziali generate nella fase sismica non induce modifiche al regime di sollecitazione e di spostamento che si ha in fase sismica.
- Nel caso di setti di lunghezza 20 m, la presenza del sovraccarico comporta incrementi modesti nelle sollecitazioni (circa il 7%) e incrementi più sensibili negli spostamenti (circa il 50%).
- Il comportamento dell'opera risulta decisamente più favorevole nel caso di assenza delle ipotetiche superfici di debolezza/scorrimento e di parametri geotecnici delle argille plio-pleistoceniche non fattorizzati, soprattutto in termini di spostamento (si vedano **Figura 4.33**, **Figura 4.34** e **Figura 4.35**, caso 5). I risultati relativi al caso 5 possono essere applicabili alle verifiche SLU secondo l'Approccio 1 – Combinazione 1 (A1+M1+R1) previste dal [Doc.Rif.\[24\]](#).

In relazione a quanto sopra appare necessario ricorrere ad un'opera di presidio costituita da setti di diaframma di dimensioni planimetriche 2.5 m x 0.8 m, di lunghezza 20 m, posti ad interasse di 2.25 m.

Le verifiche strutturali dei setti secondo l'Approccio 1 – Combinazione 2 (A2+M2+R1) previste dal [Doc.Rif.\[24\]](#) potranno essere effettuate utilizzando i risultati riportati nelle **Figura 4.28b** e **Figura 4.29b**, senza alcuna fattorizzazione, ovvero con  $\gamma_F$

=  $\gamma_E = 1$ . Le sollecitazioni valutate per la fase statica e quella post-sismica in assenza di sovraccarico vanno moltiplicate per 1.1 per tenere conto del sovraccarico.

Le verifiche strutturali dei setti secondo l'Approccio 1 – Combinazione 1 (A1+M1+R1) previste dal [Doc.Rif.\[24\]](#) potranno essere effettuate utilizzando i risultati riportati nelle **Figura 4.33** e **Figura 4.34** nel seguente modo:

- Fase di costruzione del rilevato e di fine consolidazione (post-sismica): sollecitazioni incrementate del 10% per tenere conto del sovraccarico e fattorizzate con  $\gamma_F = \gamma_E = 1.3$ .
- Fase sismica: sollecitazioni di **Figura 4.33** e **Figura 4.34** relative alla fase di costruzione del rilevato, incrementate del 10% per tenere conto del sovraccarico, fattorizzate con  $\gamma_F = \gamma_E = 1.3$ , sommate all'incremento di sollecitazione dovuto al sisma non fattorizzato ( $\gamma_F = \gamma_E = 1$ ).

Gli spostamenti attesi durante una riattivazione dei movimenti gravitativi profondi e o durante un evento sismico indotti dalla presenza di superfici di scivolamento profonde del tipo di quelle 4-a e 4-b riportate nella sezione geotecnica n.4 del [Doc.Rif.\[18\]](#), risulteranno invece dell'ordine di quelli misurati ad esempio nel 1991 e/o di quelli calcolati nel [Doc.Rif.\[17\]](#).

Le travi di coronamento sono giuntate ogni 9 m.

## 5. PRESCRIZIONI ESECUTIVE PER I RILEVATI E LE TRINCEE

La formazione dei rilevati e delle trincee avverrà in accordo a quanto prescritto nel **Doc.Rif.[25]** e a quanto specificato nei **Doc.Rif.[20]÷[21]**. In particolare si ricorda quanto segue:

- o I rilevati e il pacchetto stradale nelle sezioni in trincea dovranno poggiare su uno strato drenante di spessore non inferiore a 50 cm; a tale scopo dovrà essere prevista la totale asportazione del terreno vegetale ed un bonifico del terreno in posto per uno spessore complessivo non inferiore a 50 cm.
- o Sul piano di scotico+bonifico è prevista la stesa di uno strato di geotessile anticontaminante non tessuto di polipropilene o poliestere a filo continuo di peso non inferiore a 500 g/m<sup>2</sup> e resistenza non inferiore a 500 N / 5cm.
- o Il riempimento dello scavo di scotico e di bonifico avverrà con materiale avente granulometria assortita da 2 mm a 50 mm, con passante al vaglio da 2 mm non superiore al 15% in peso e comunque con un passante al vaglio UNI 0.075 mm non superiore al 3% (strato anticapillare).
- o I materiali costituenti il corpo dei rilevati apparterranno ai gruppi A1 della classificazione UNI 10006 in modo tale da garantire una permeabilità significativamente superiore a quella dei terreni naturali presenti in sito.
- o L'acqua di filtrazione eventualmente captata dallo strato anticapillare dovrà trovare sfogo nelle canalette poste al piede di valle del rilevato, ricorrendo eventualmente ad opportuni fori predisposti nelle opere in calcestruzzo ove queste risultassero presenti.
- o La pendenza da conferire ai rilevati autostradali dovrà essere conforme con quanto riportato nella **tabella 3.1** e nei **Doc.Rif.[20]÷[21]**.
- o La pendenza da conferire alle scarpate delle trincee autostradali dovrà essere conforme con quanto riportato nella **tabella 3.2** e nei **Doc.Rif.[20]÷[21]**; tale pendenza dovrà comunque essere non superiore a 1:2 (V:H, dove V=Verticale, H=Orizzontale).

## 6. MONITORAGGIO DELL'OPERA

Considerando l'importanza delle opere in progetto, ed in accordo anche con quanto prescritto nel **Doc.Rif.[24]**, è prevista l'attivazione di un piano di monitoraggio geotecnico in corrispondenza dei diaframmi a coltello realizzati per stabilizzare il rilevato di scavalco del fosso Cacchione e i rilevati nella zona del viadotto Marinella. L'impianto di monitoraggio è così definito:

### Diaframmi rilevati "Cacchione"

- predisposizione di n.4 mire topografiche installate sopra la trave di coronamento dei diaframmi in corrispondenza dei 4 tratti di trave di coronamento separate da giunti.
- misurazione topografica delle mire di cui al punto precedente appoggiandosi ad un caposaldo posto esterno all'area di frana. Le letture topografiche alle mire avranno cadenza bisettimanale (compatibilmente con il programma lavori) a partire dalla loro installazione; tali letture saranno sottoposte all'esame della Direzione Lavori.

La posizione delle mire topografiche è indicata nei **Doc.Rif.[22]**.

### Diaframmi rilevati "Marinella"

- predisposizione di n.4 mire topografiche installate sopra la trave di coronamento dei diaframmi in corrispondenza dei 4 tratti di trave di coronamento separate da giunti.
- misurazione topografica delle mire di cui al punto precedente appoggiandosi ad un caposaldo posto esterno all'area di frana. Le letture topografiche alle mire avranno cadenza bisettimanale (compatibilmente con il programma lavori) a partire dalla loro installazione; tali letture saranno sottoposte all'esame della Direzione Lavori.

La posizione delle mire topografiche è indicata nei **Doc.Rif.[22]**.

Le letture alle mire topografiche installate proseguiranno anche dopo la costruzione. In condizioni normali il monitoraggio topografico avverrà alle seguenti cadenze:

- frequenza mensile durante il primo anno dal completamento dell'opera;
- frequenza semestrale fino al terzo anno dal completamento dell'opera;

- frequenza annuale per il resto della vita dell'opera.

Rilievi topografici verranno effettuati anche successivamente ad ogni riattivazione dei movimenti gravitativi profondi.

## 7. **BIBLIOGRAFIA**

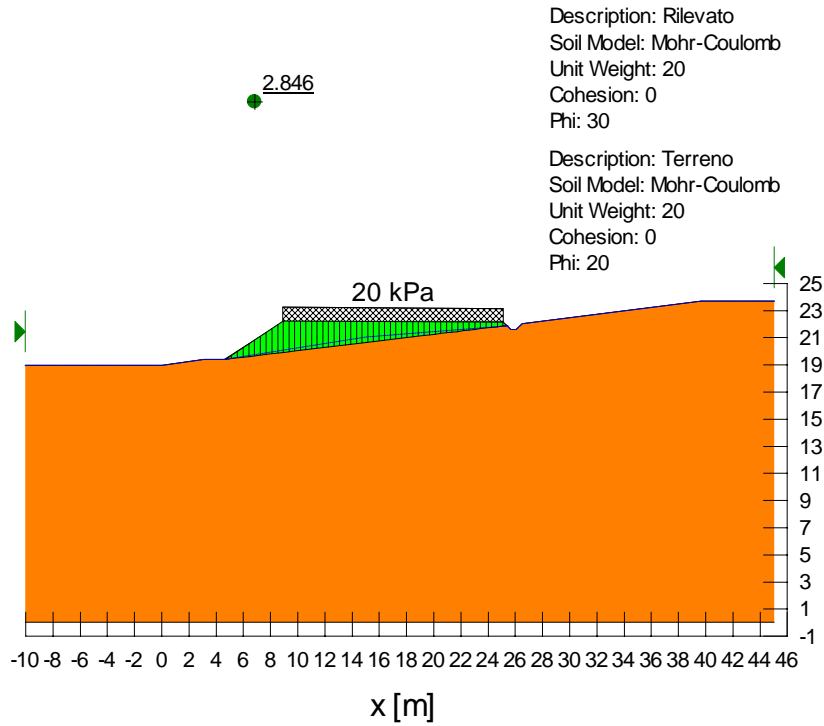
Al-Tabbaa A., Wood M.D. (1989) "An experimentally based "bubble" model for clay" Proc. of Numerical Models in Geomechanics. NUMOG III, eds. Pande G. N. & Pietruszczak S., pp. 91-98, London, Elsevier.

Jibson, R.W. and Jibson, M.W. , Java Programs For Using Newmark's Method And Simplified Decoupled Analysis To Model Slope Performance During Earthquakes, United States Department Of The Interior and United States Geological Survey, 2003. Web site: [http://earthquake.usgs.gov/resources/software/slope\\_perf.php](http://earthquake.usgs.gov/resources/software/slope_perf.php).

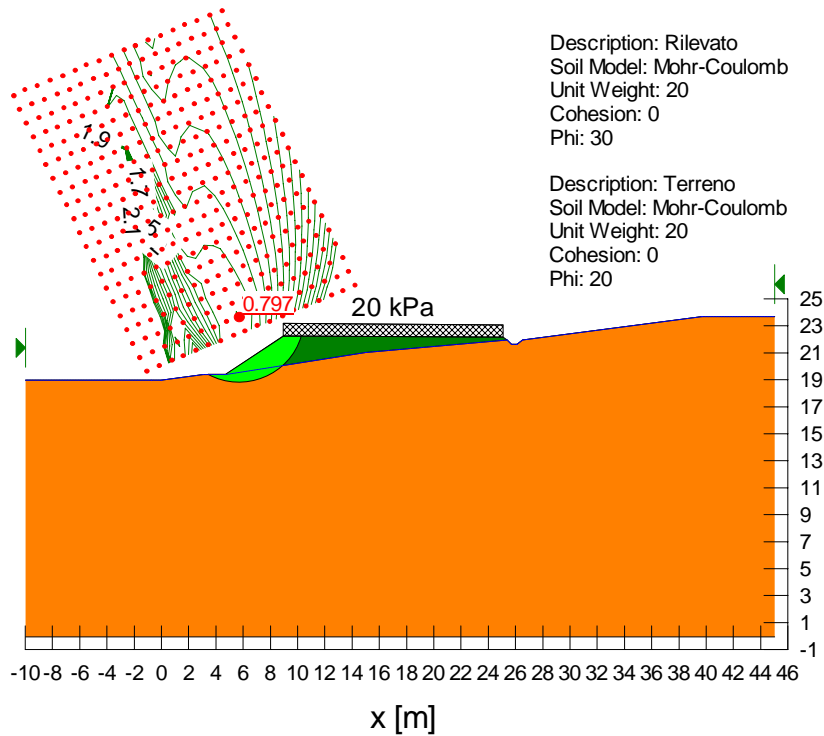
Melidoro G., Mezzabotta M. (1996) "Monitoraggio ultrasecolare delle deformazioni gravitative costiere adriatiche" Convegno Internazionale, La Prevenzione delle Catastrofi Idrogeologiche: il Contributo della Ricerca Scientifica, 343-356.

Newmark N.M. (1965) "Effects of earthquakes on dams and embankments" Géotechnique 15, n° 2, 139-160.

**FIGURE**



**Figura 4.1: Rilevato alla progressiva  $\cong$ km 0+759 – Risultati delle verifiche di stabilità allo scorrimento sul piano di posa -  $\beta_{\text{scarpata del rilevato}} = 2(\text{verticale}): 3(\text{orizzontale})$**



**Figura 4.2: Rilevato alla progressiva  $\cong$ km 0+759 – Risultati delle verifiche di stabilità per capacità portante -  $\beta_{\text{scarpata del rilevato}} = 2(\text{verticale}): 3(\text{orizzontale})$**



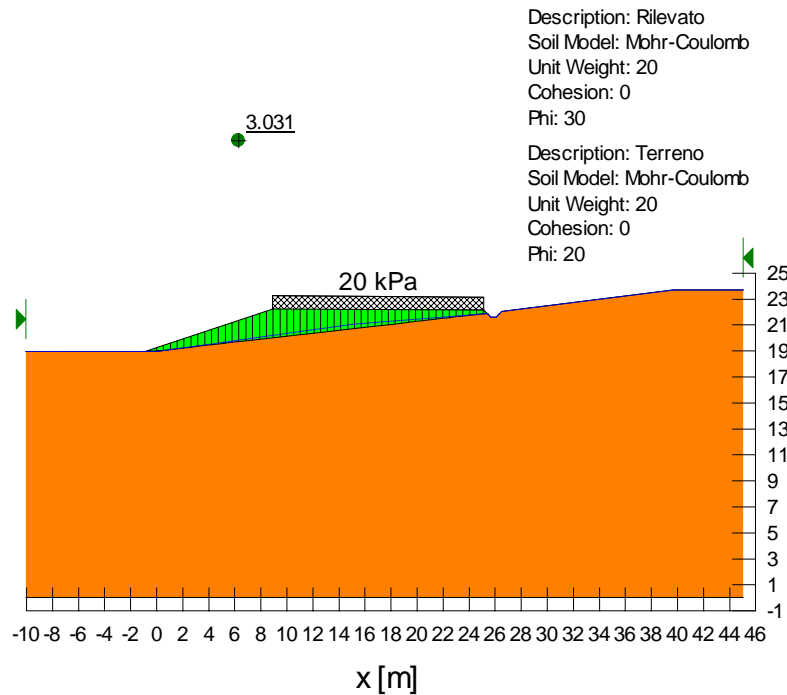


Figura 4.3: Rilevato alla progressiva  $\cong$ km 0+759 – Risultati delle verifiche di stabilità allo scorrimento sul piano di posa -  $\beta_{\text{scarpata del rilevato}} = 1(\text{verticale}): 3(\text{orizzontale})$

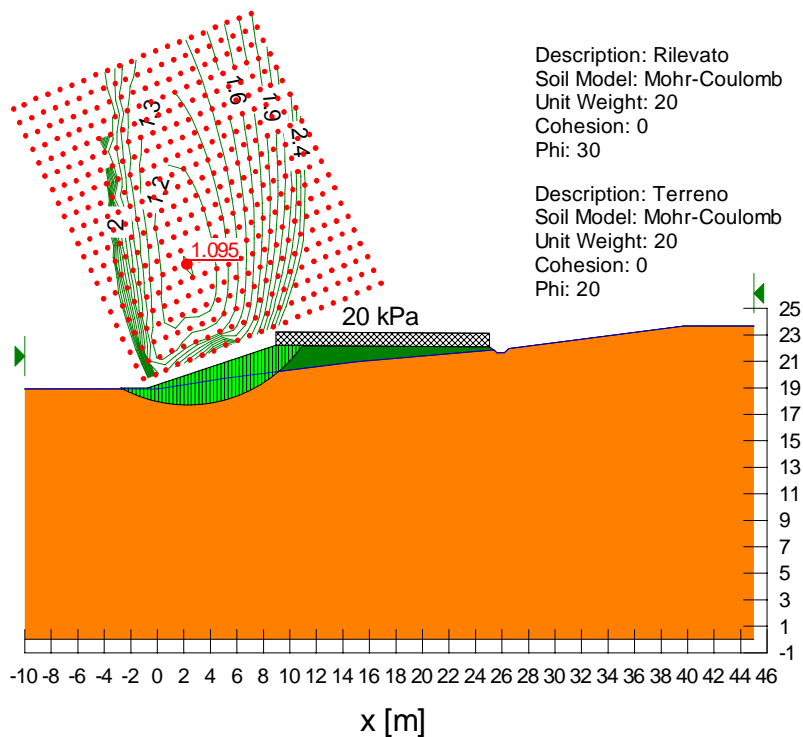
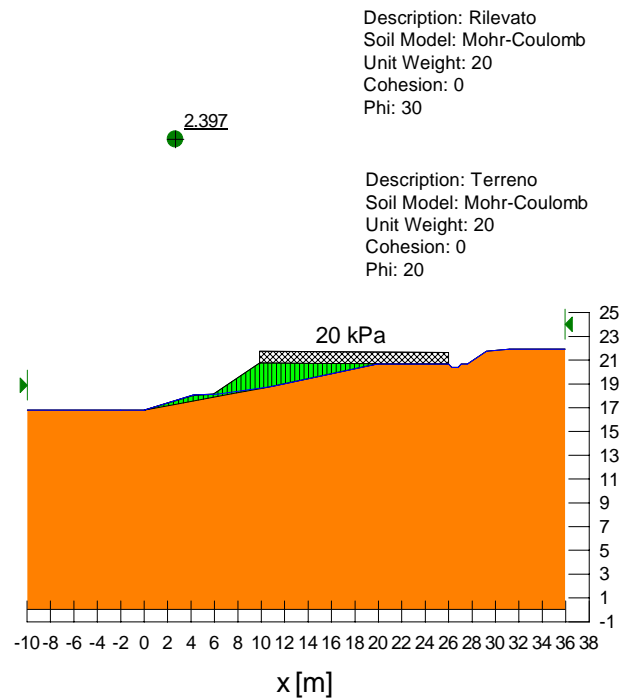
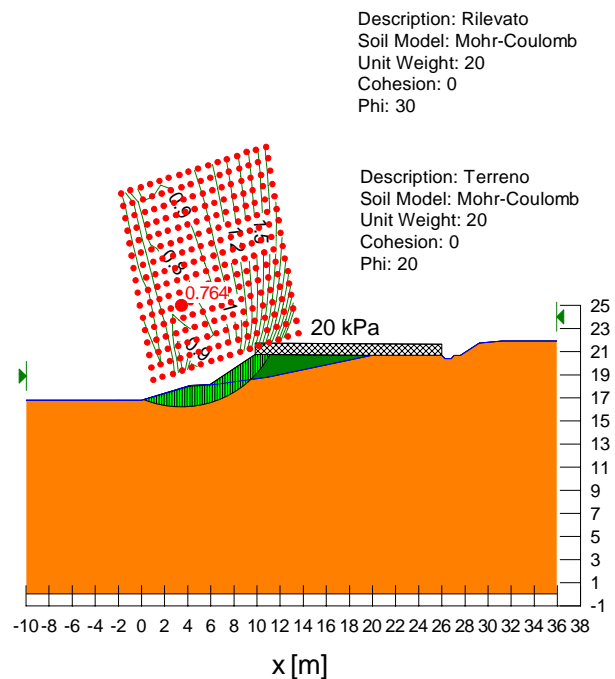


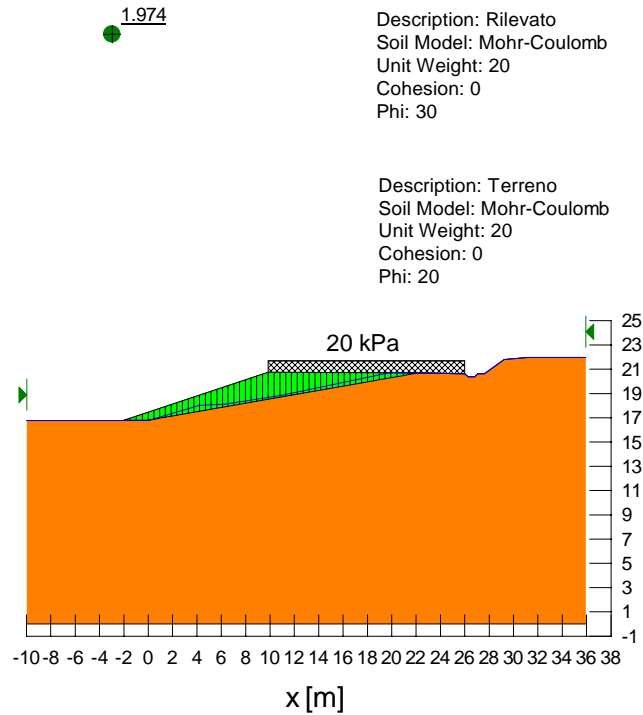
Figura 4.4: Rilevato alla progressiva  $\cong$ km 0+759 – Risultati delle verifiche di stabilità per capacità portante -  $\beta_{\text{scarpata del rilevato}} = 1(\text{verticale}): 3(\text{orizzontale})$



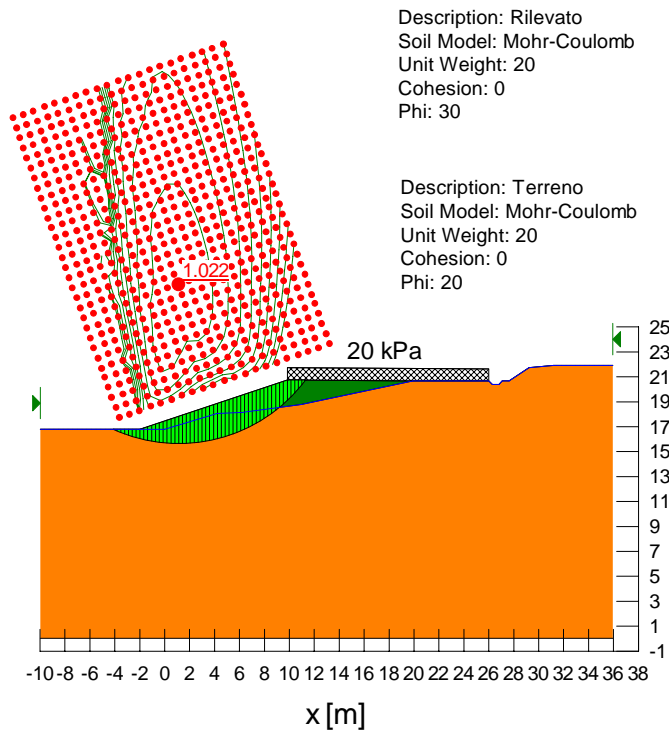
**Figura 4.5: Rilevato alla progressiva  $\cong$ km 0+839 – Risultati delle verifiche di stabilità allo scorrimento sul piano di posa -  $\beta_{\text{scarpata del rilevato}} = 2(\text{verticale}): 3(\text{orizzontale})$**



**Figura 4.6: Rilevato alla progressiva  $\cong$ km 0+839 – Risultati delle verifiche di stabilità per capacità portante -  $\beta_{\text{scarpata del rilevato}} = 2(\text{verticale}): 3(\text{orizzontale})$**



**Figura 4.7: Rilevato alla progressiva  $\cong$ km 0+839 – Risultati delle verifiche di stabilità allo scorrimento sul piano di posa -  $\beta_{\text{scarpata del rilevato}} = 1(\text{verticale}): 3(\text{orizzontale})$**



**Figura 4.8: Rilevato alla progressiva  $\cong$ km 0+839 – Risultati delle verifiche di stabilità per capacità portante -  $\beta_{\text{scarpata del rilevato}} = 1(\text{verticale}): 3(\text{orizzontale})$**

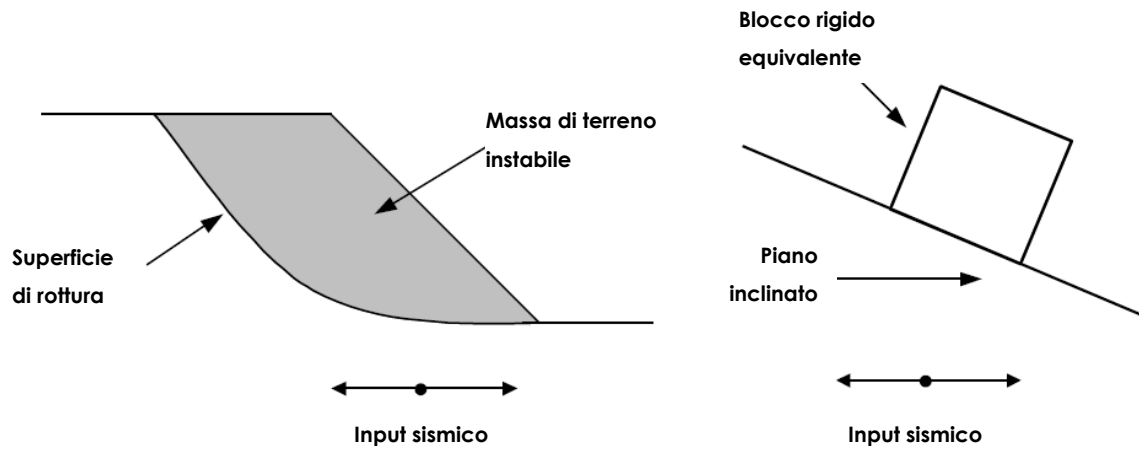


Figura 4.9: Schema dell'analogia tra massa di terreno instabile e blocco rigido secondo [Newmark \(1965\)](#)

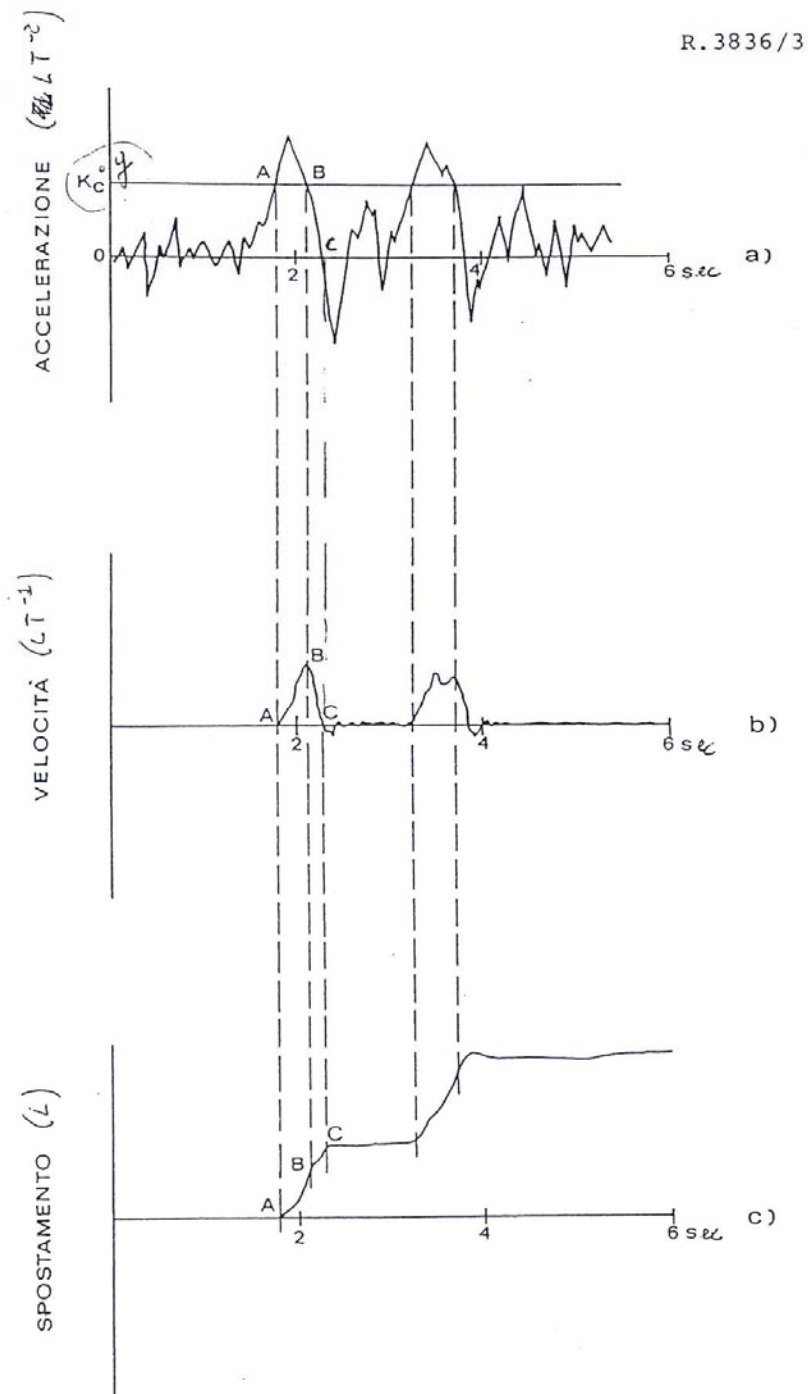
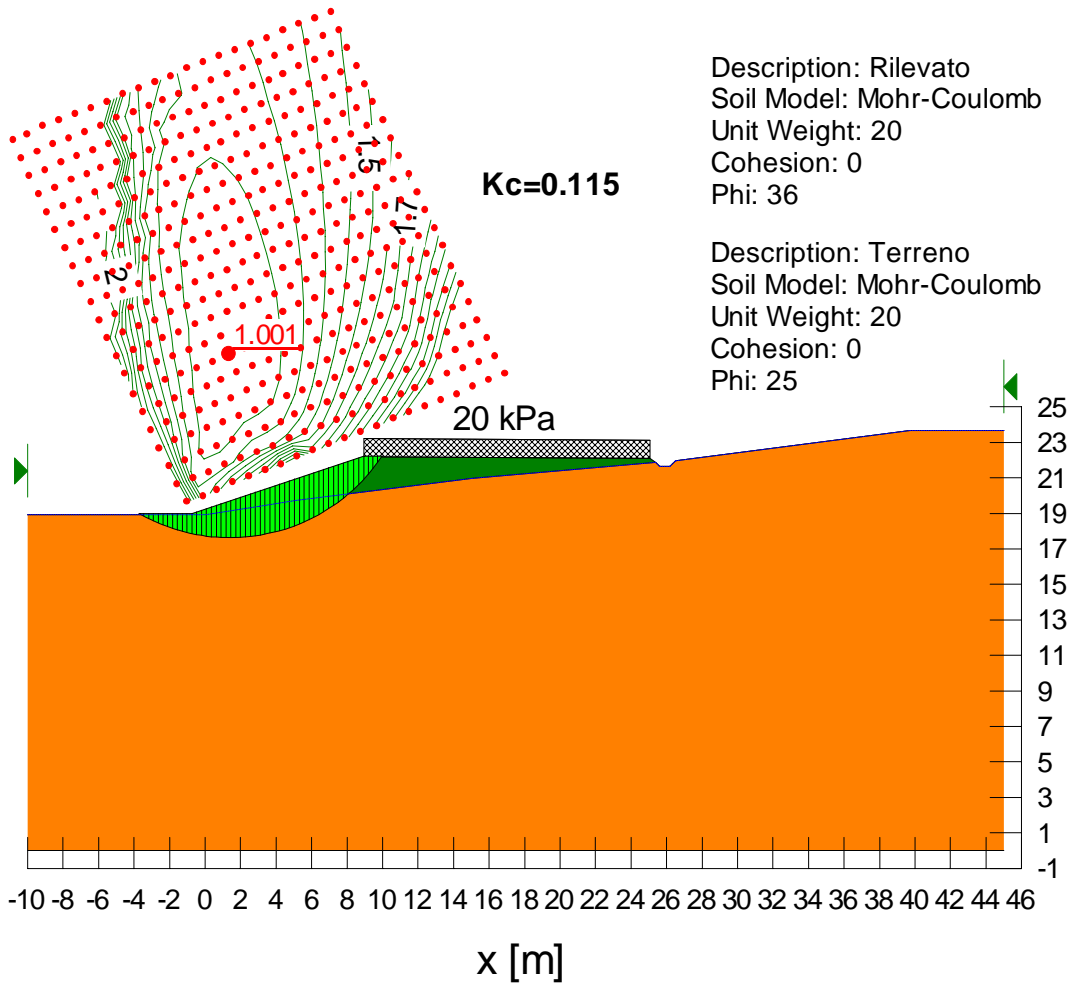
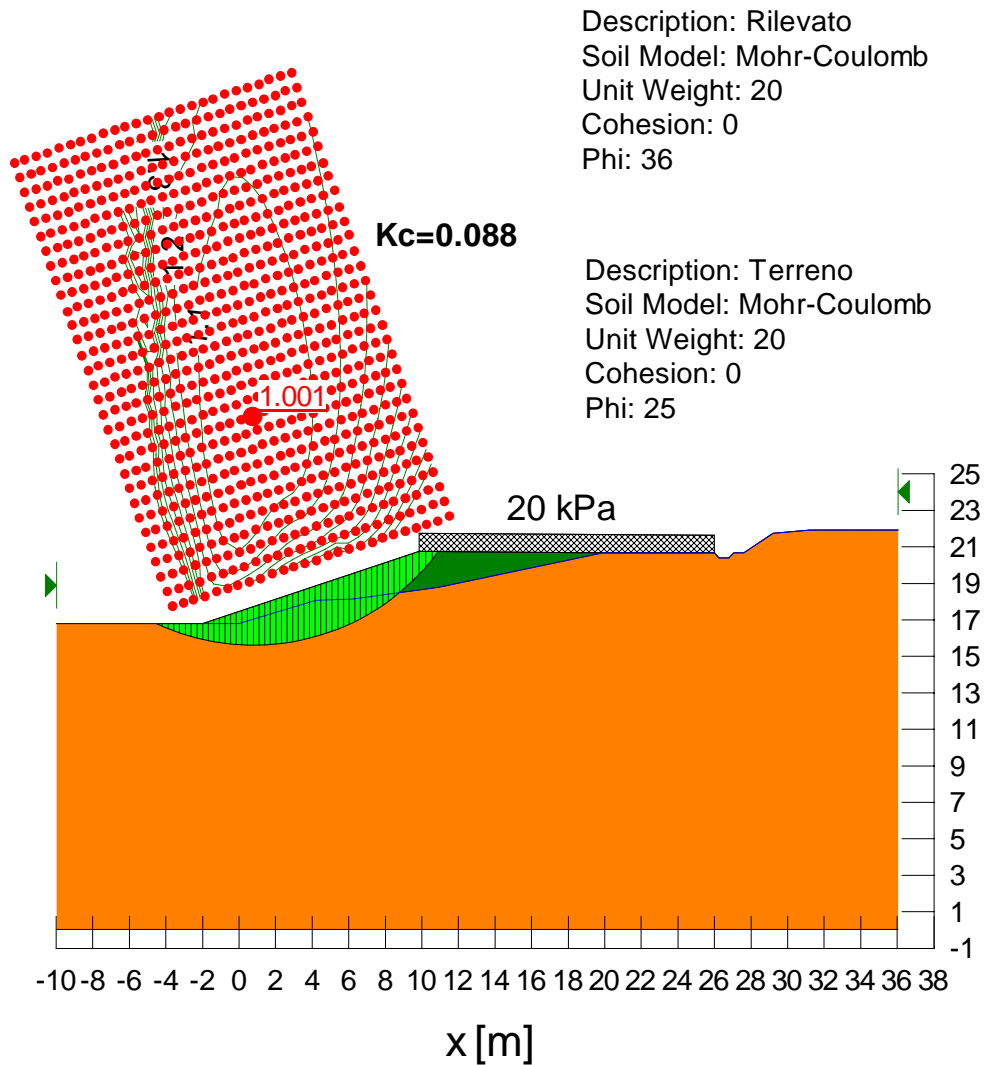


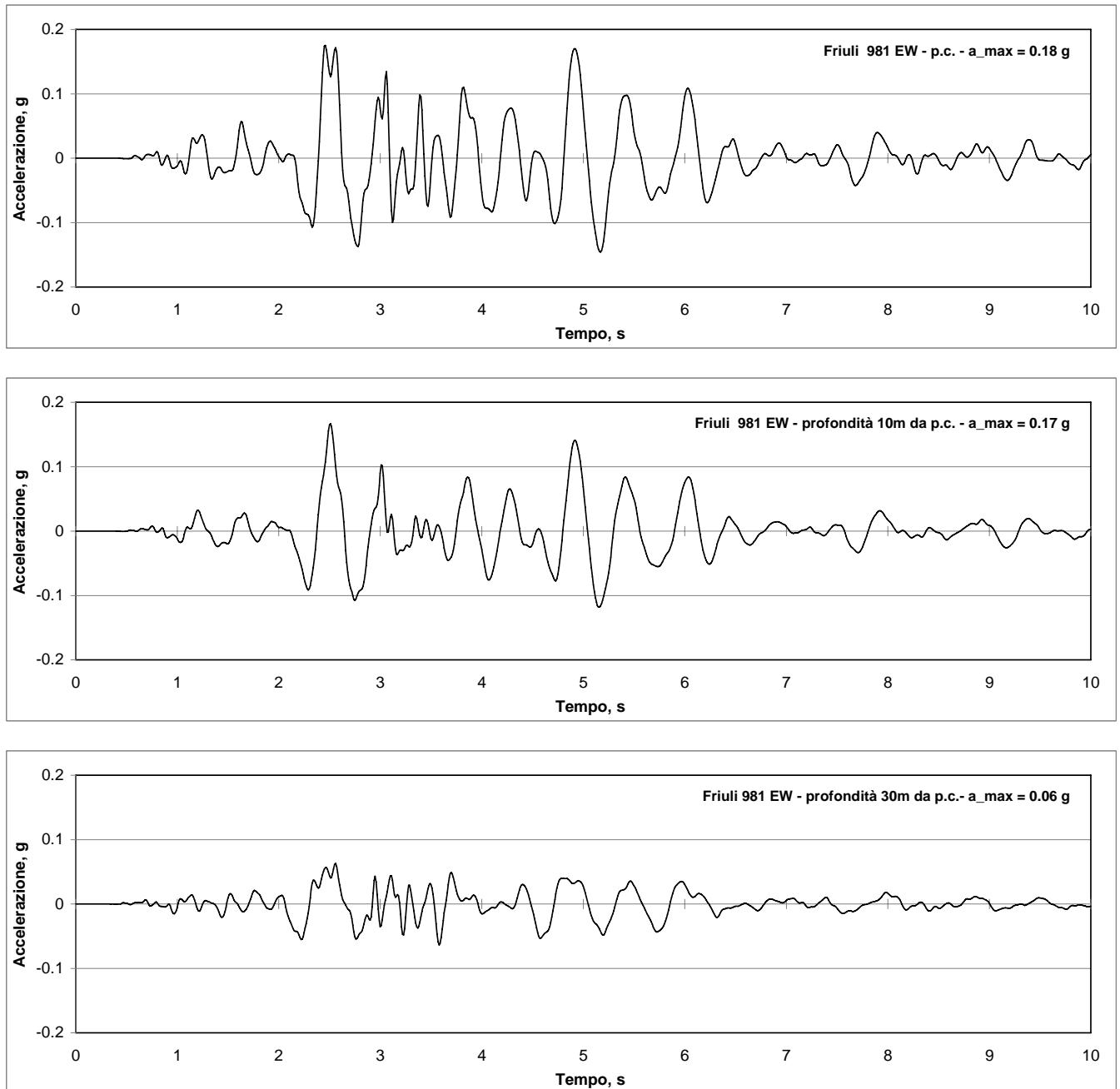
Figura 4.10: Schema di calcolo dello spostamento a partire dall'accelerogramma



**Figura 4.11: Rilevato alla progressiva  $\cong$ km 0+759 – Superficie di scivolamento critica per calcolo del fattore di accelerazione critica Kc**

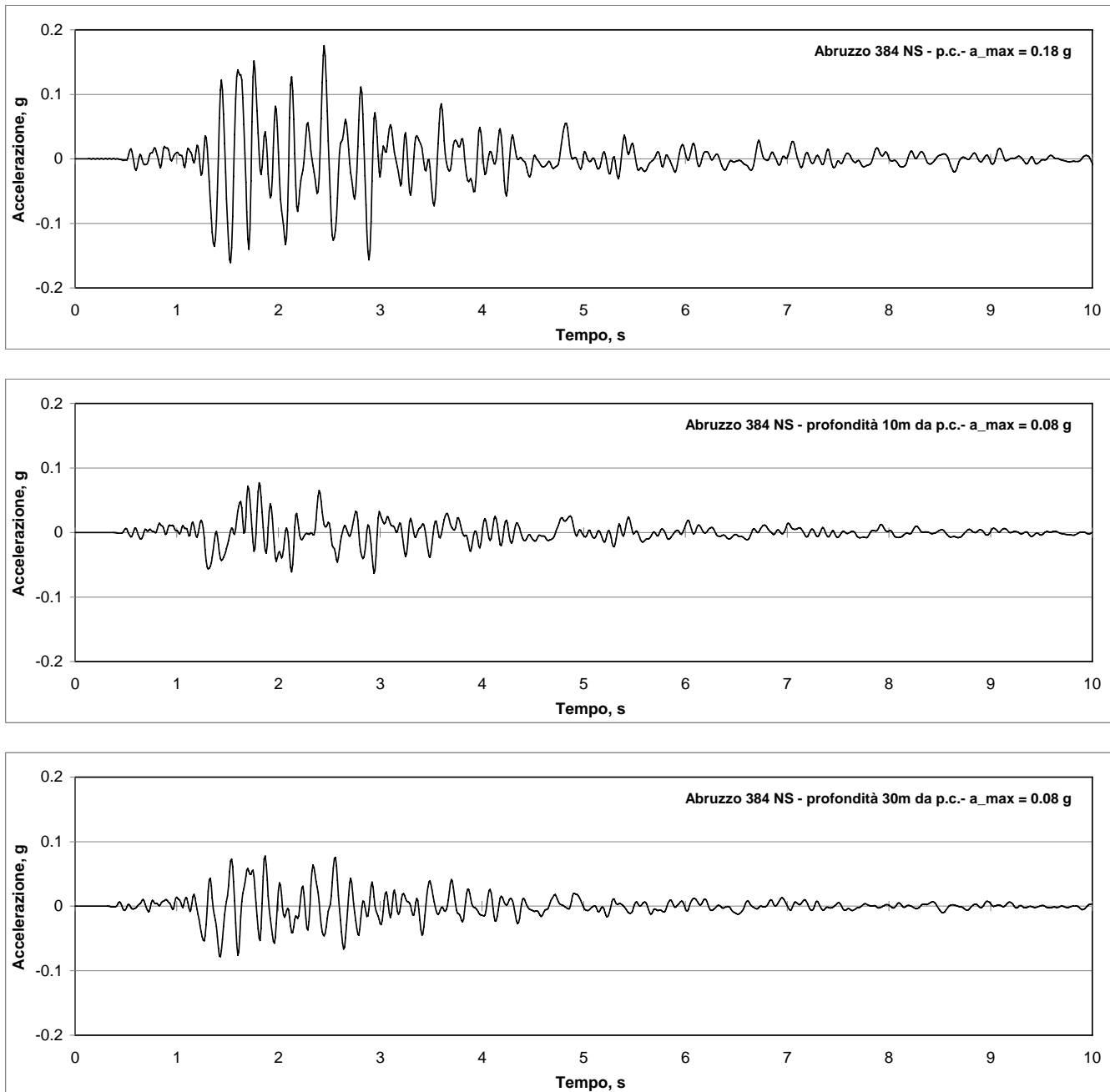


**Figura 4.12: Rilevato alla progressiva  $\cong$ km 0+839 – Superficie di scivolamento critica per calcolo del fattore di accelerazione critica  $K_c$**

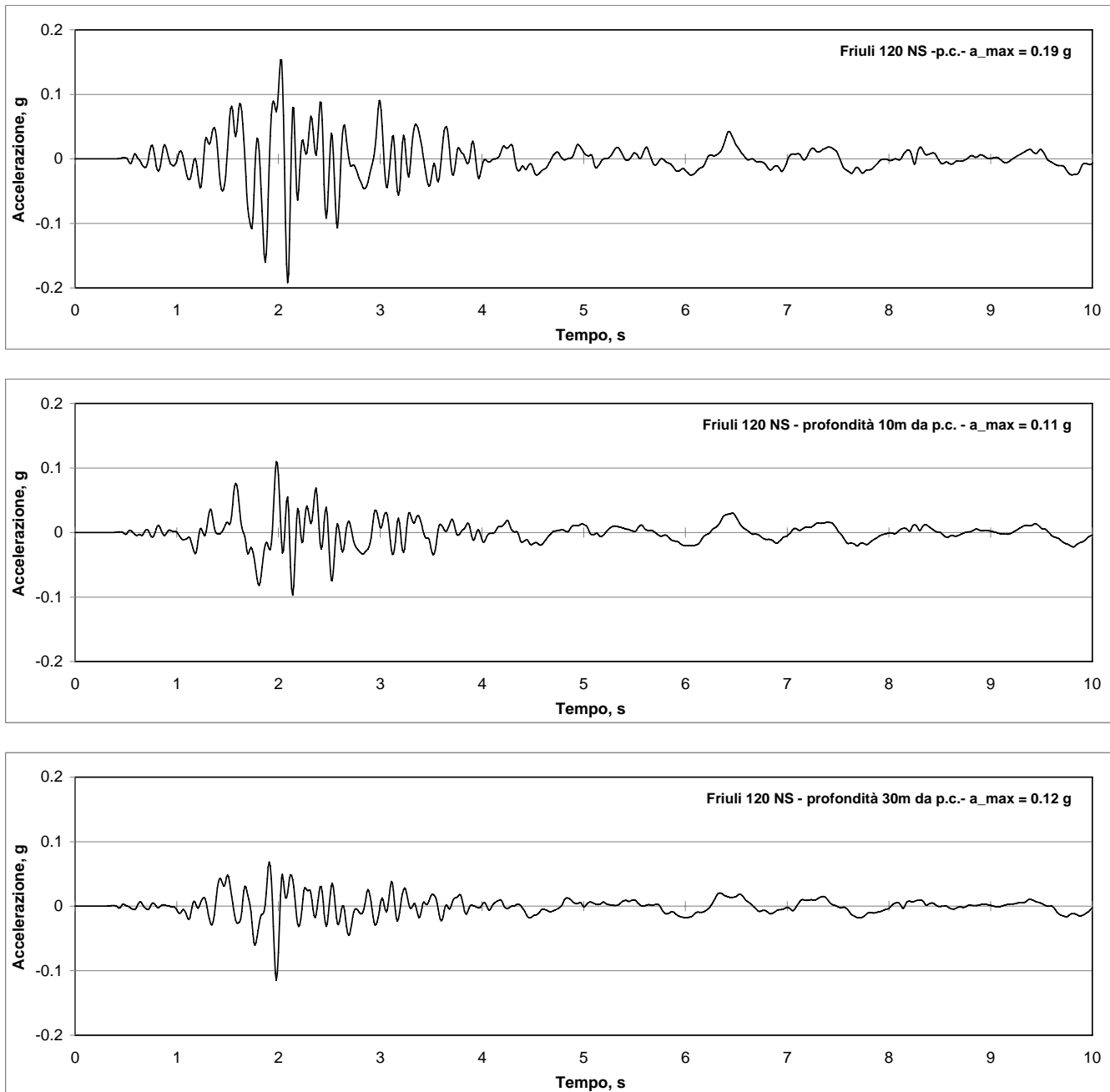


**Figura 4.13: Accelerogrammi ottenuti dall'analisi di risposta sismica locale a diverse profondità – Terremoto del Friuli, Stazione di Tolmezzo**

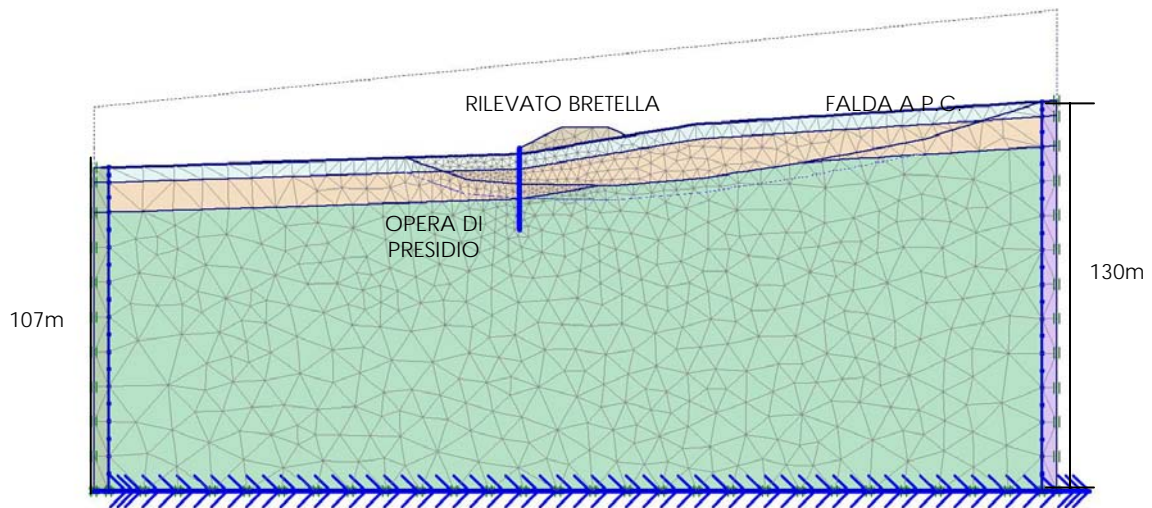




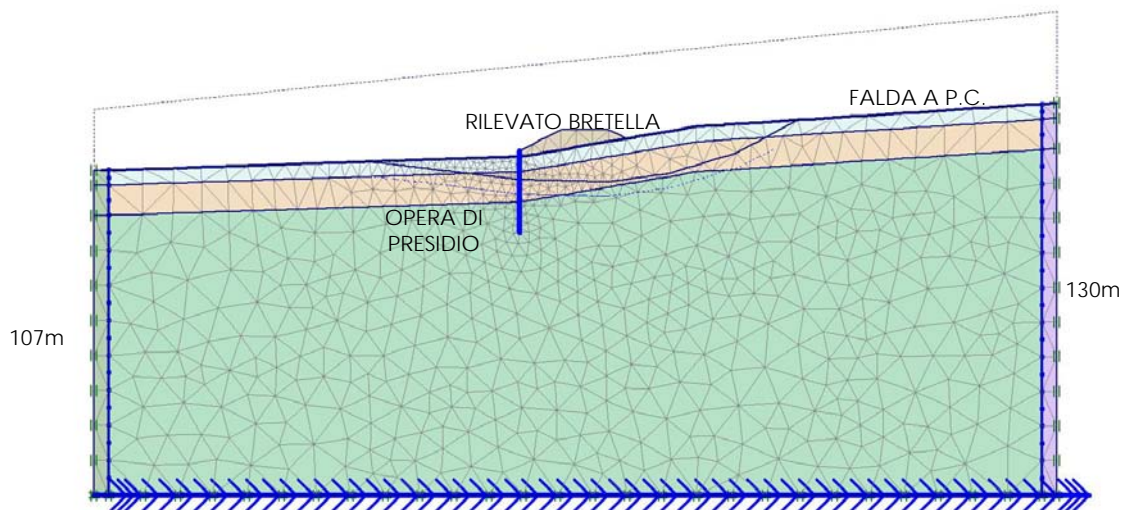
**Figura 4.14: Accelerogrammi ottenuti dall'analisi di risposta sismica locale a diverse profondità – Terremoto del Lazio-Abruzzo, Stazione di Villetta Barrea**



**Figura 4.15: Accelerogrammi ottenuti dall'analisi di risposta sismica locale a diverse profondità – Terremoto del Friuli, Stazione di San Rocco**

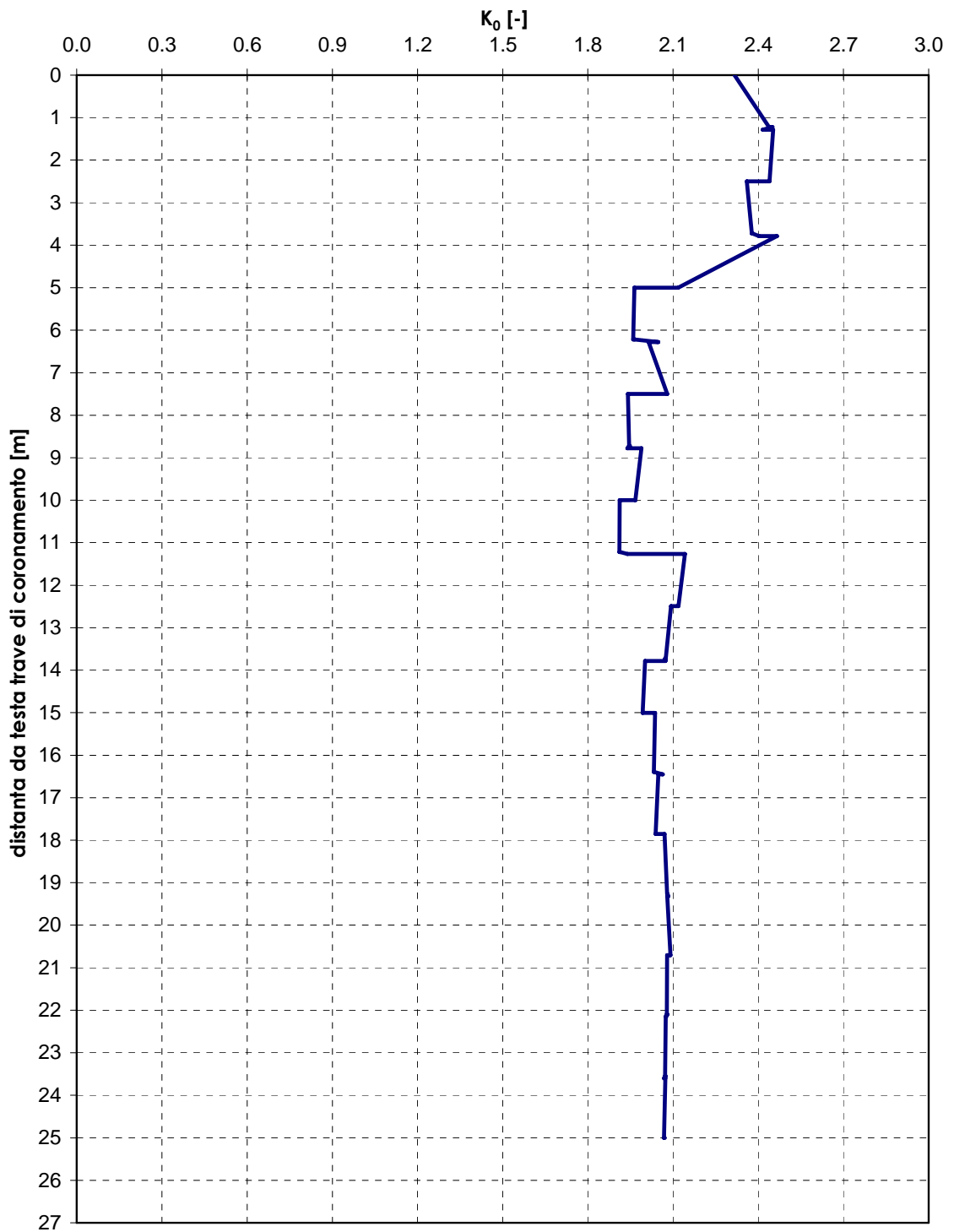


**Figura 4.16a: Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto Cacchione – Griglia di calcolo – Caso 1 (superfici di debolezza/scorrimento tipo 2-a/2-b)**



**Figura 4.16b: Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto Cacchione – Griglia di calcolo – Caso 2 (superfici di debolezza/scorrimento tipo 2-c1/2-c2)**

**Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto  
Cacchione - Caso 1 -  
(superfici di debolezza/scorrimento tipo 2-a e 2-b) -  
Andamento del coefficiente di spinta del terreno  
al termine della fase 0**



**Figura 4.17a**

**Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto  
Cacchione - Caso 2 -  
(superfici di debolezza/scorrimento tipo 2-c1 e 2-c2)  
Andamento del coefficiente di spinta del terreno  
al termine della fase 0**

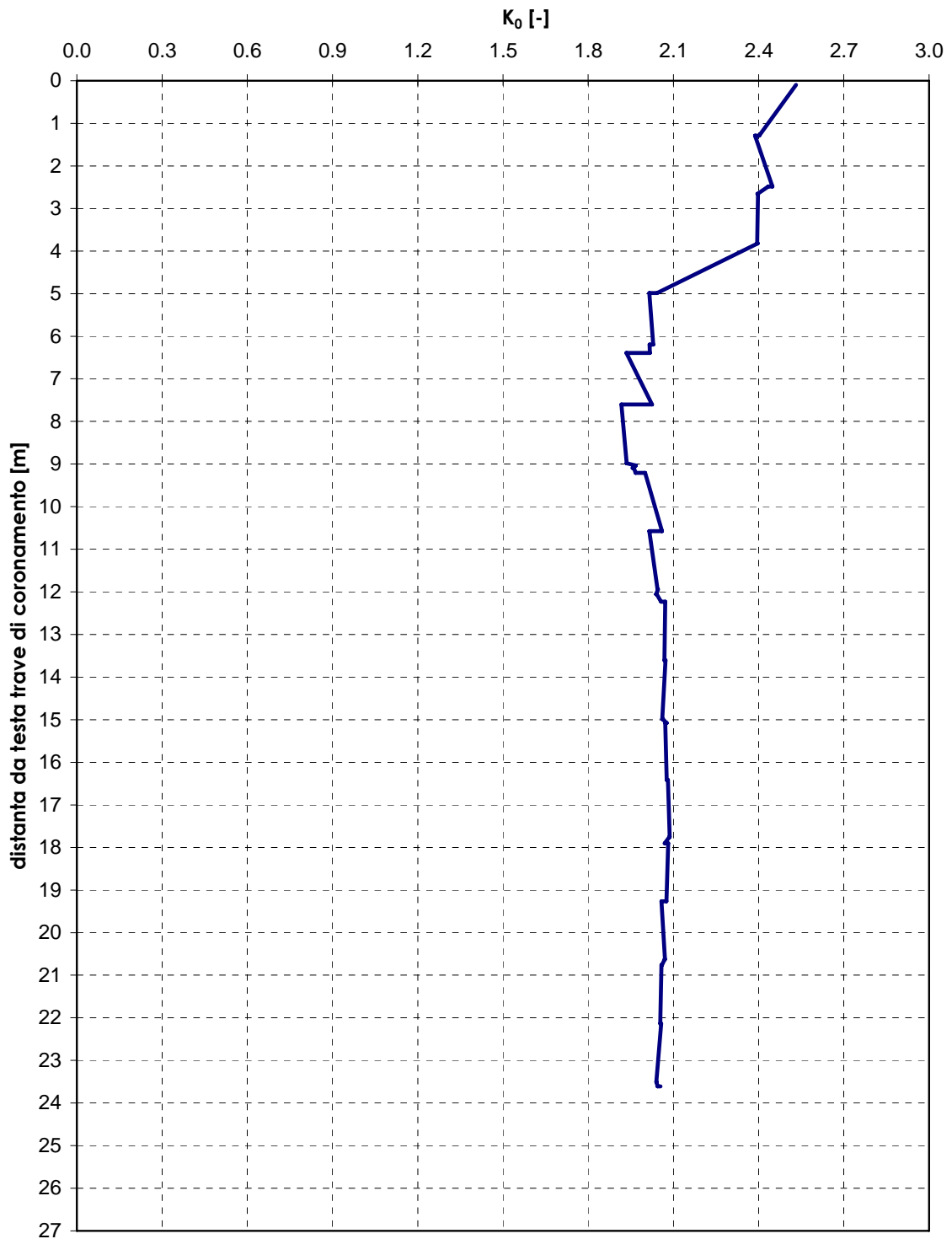


Figura 4.17b

**Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto  
Cacchione - Caso 3 -  
(assenza di superfici di debolezza/scorrimento)**  
Andamento del coefficiente di spinta del terreno  
al termine della fase 0

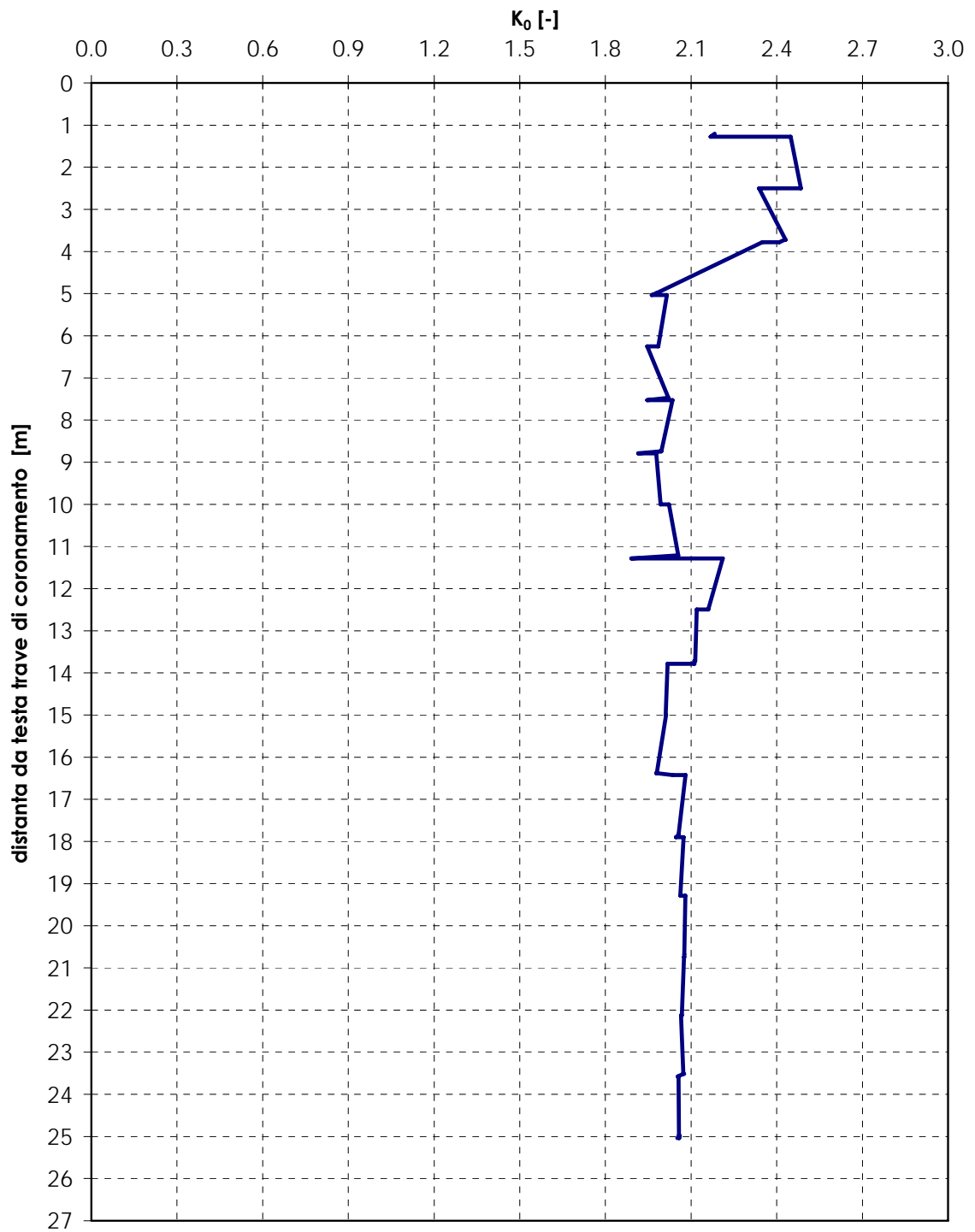


Figura 4.17c

**Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto  
Cacchione - Caso 1 -  
Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R1)**  
Andamento dei momenti flettenti nei setti nelle varie fasi (pari a quelli  
di analisi per 2.25 m)

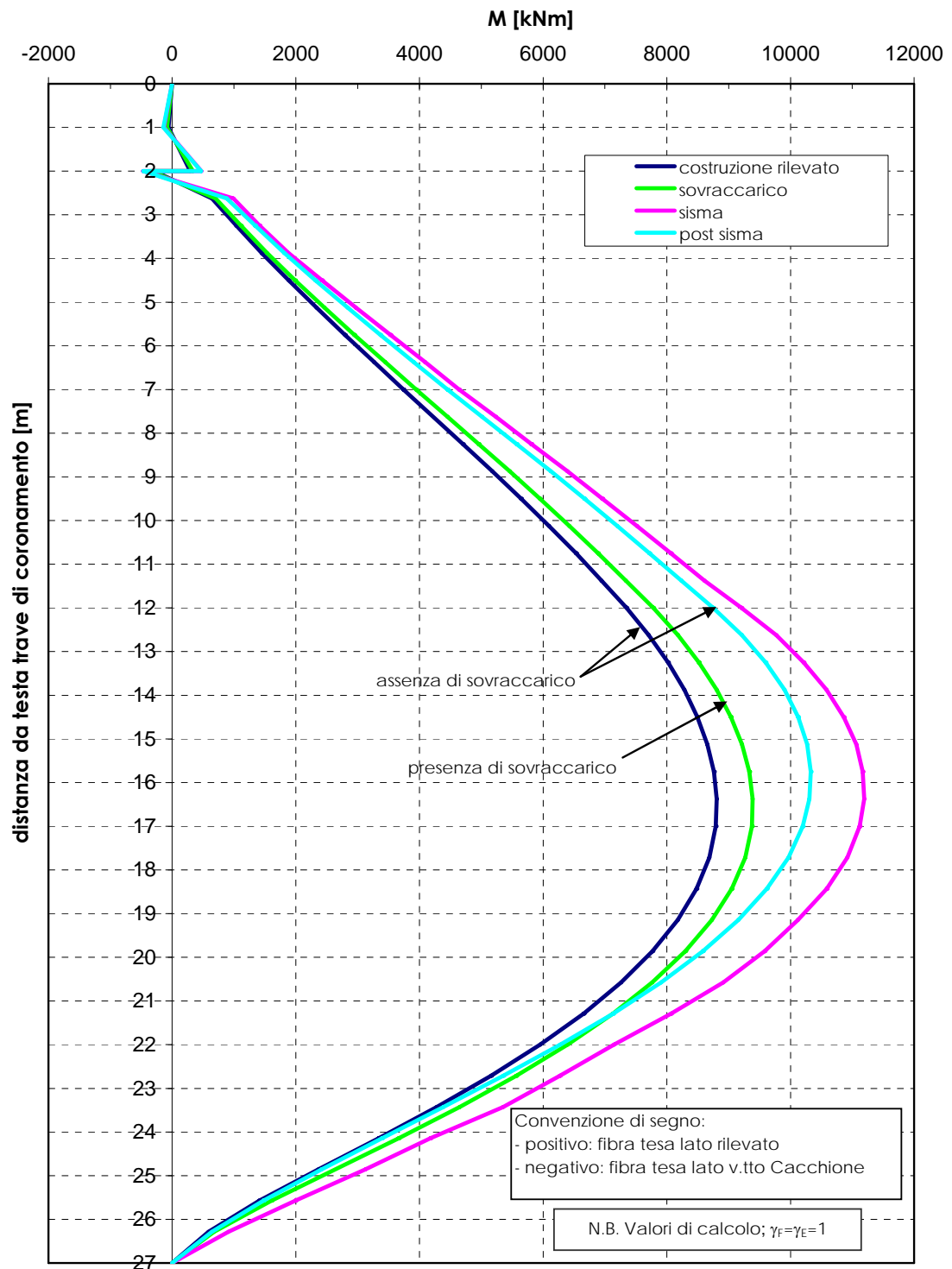
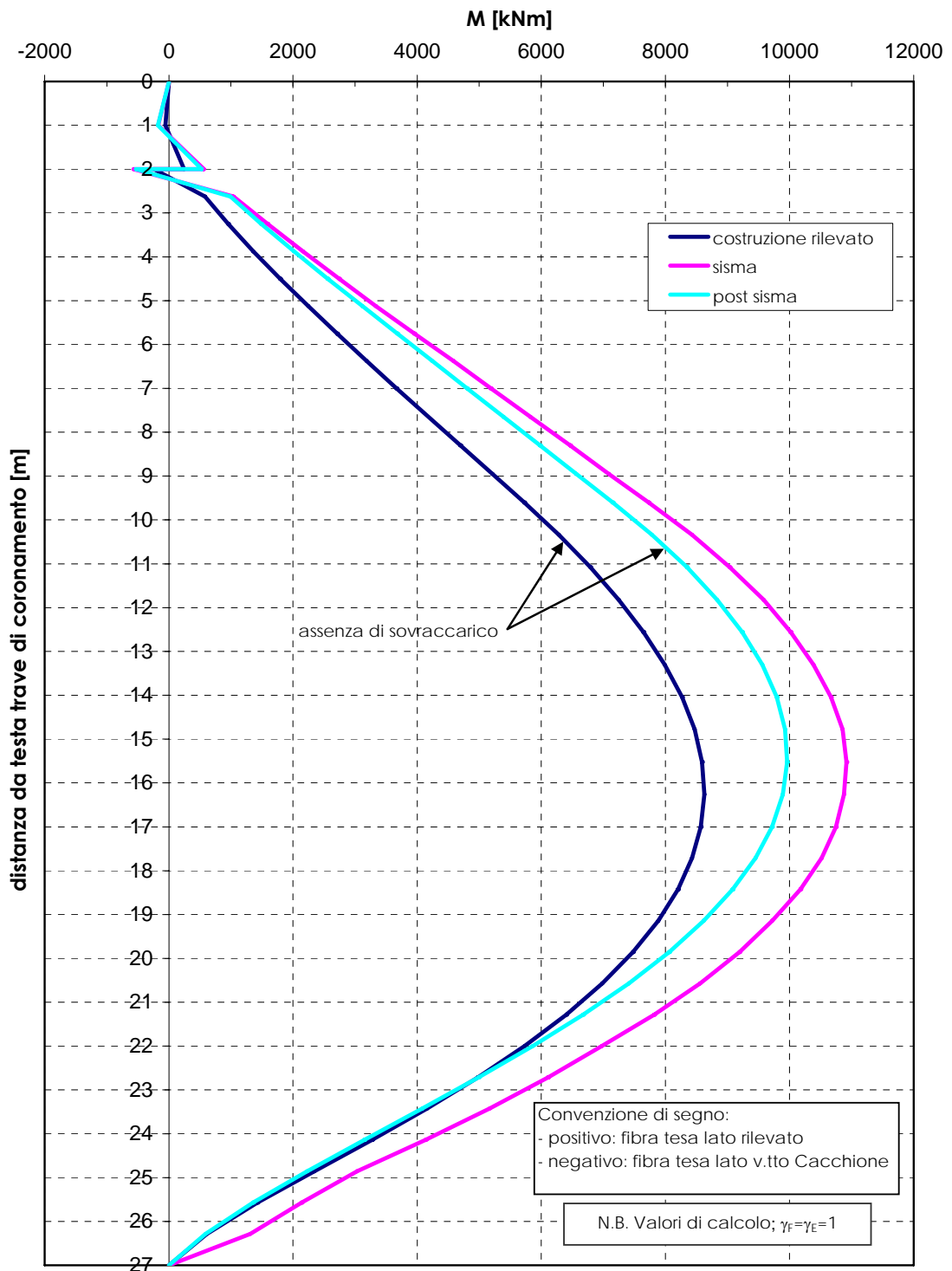


Figura 4.18a

**Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto  
Cacchione - Caso 2 -  
Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R1)**

Andamento dei momenti flettenti nei setti nelle varie fasi (pari a quelli  
di analisi per 2.25 m)



**Figura 4.18b**



**Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto  
Cacchione - Caso 1-  
Approccio 1- Combinazione 2 (A2+M2+R1)**  
Andamento dei tagli nei setti nelle varie fasi (pari a quelli di analisi per  
2.25 m)

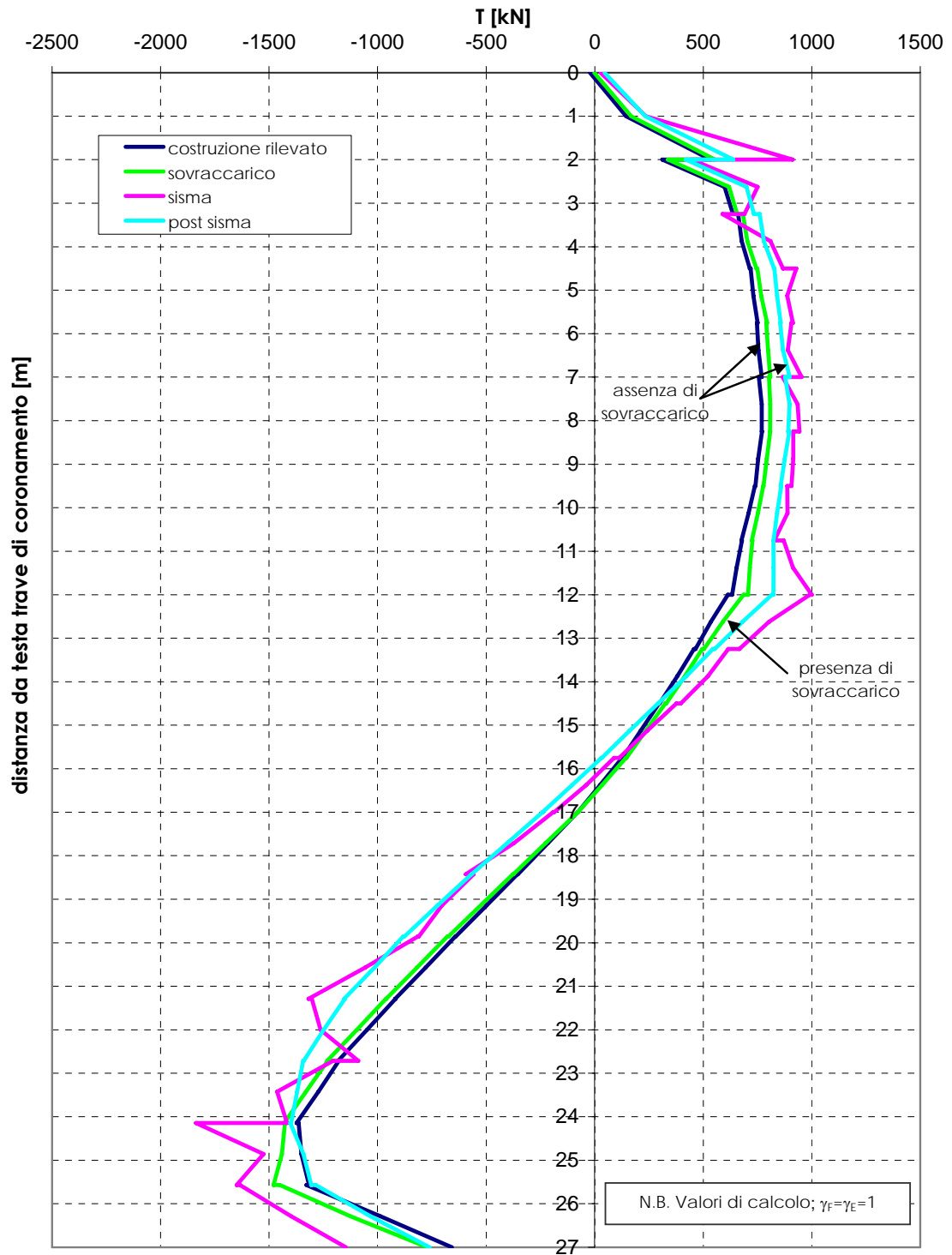
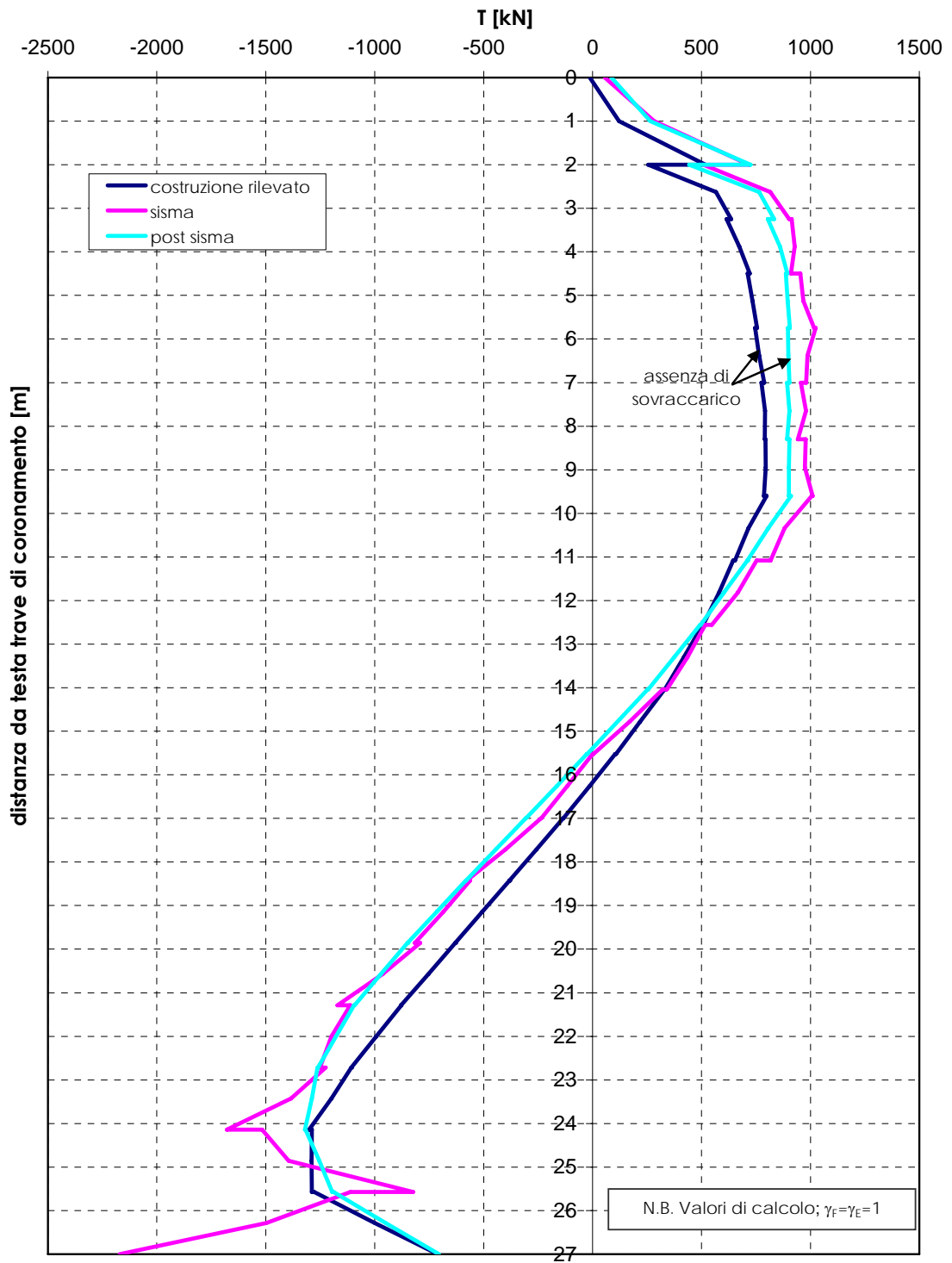


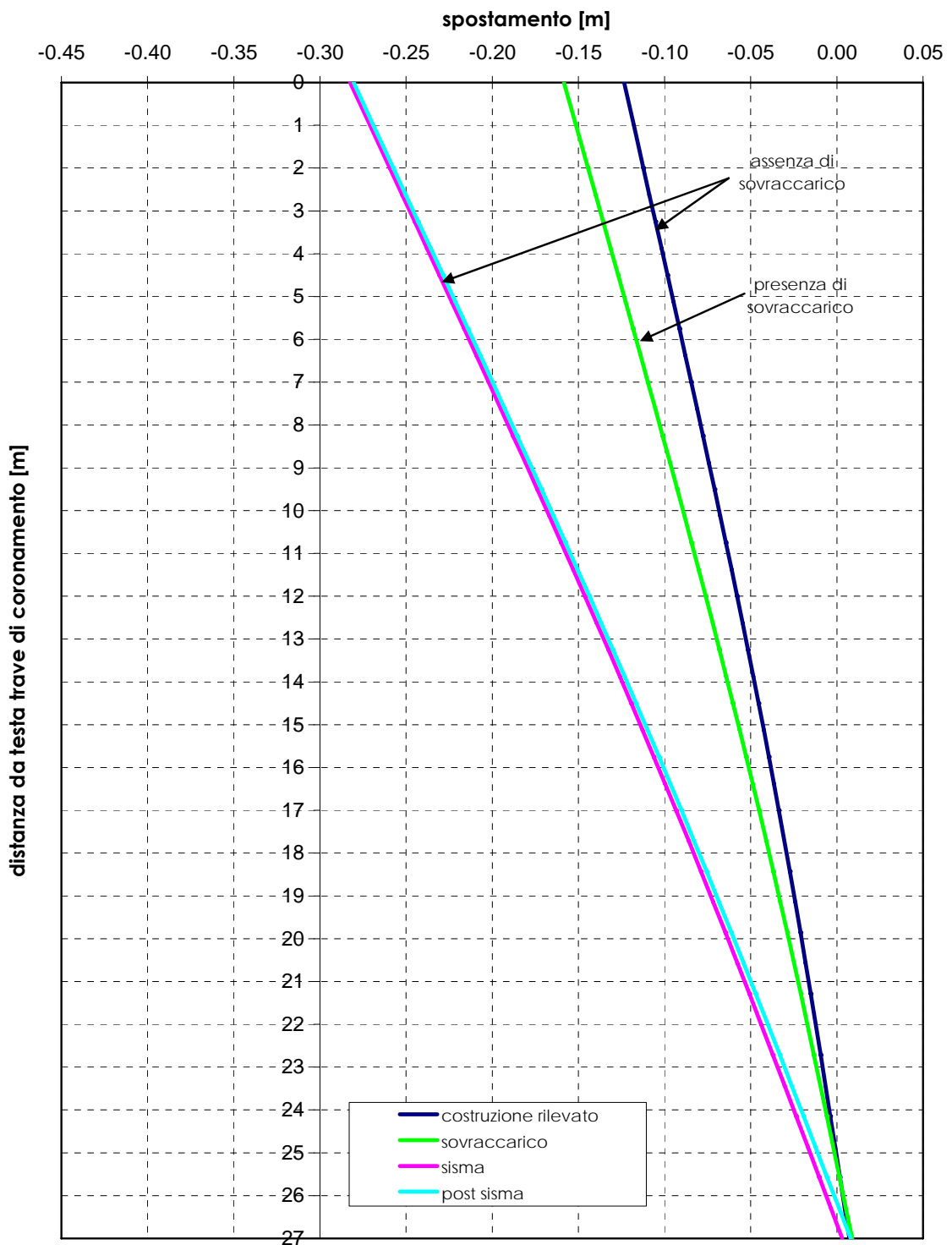
Figura 4.19a

**Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto  
Cacchione - Caso 2 -  
Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R1)**  
Andamento dei tagli nei setti nelle varie fasi (pari a quelli di analisi per  
2.25 m)



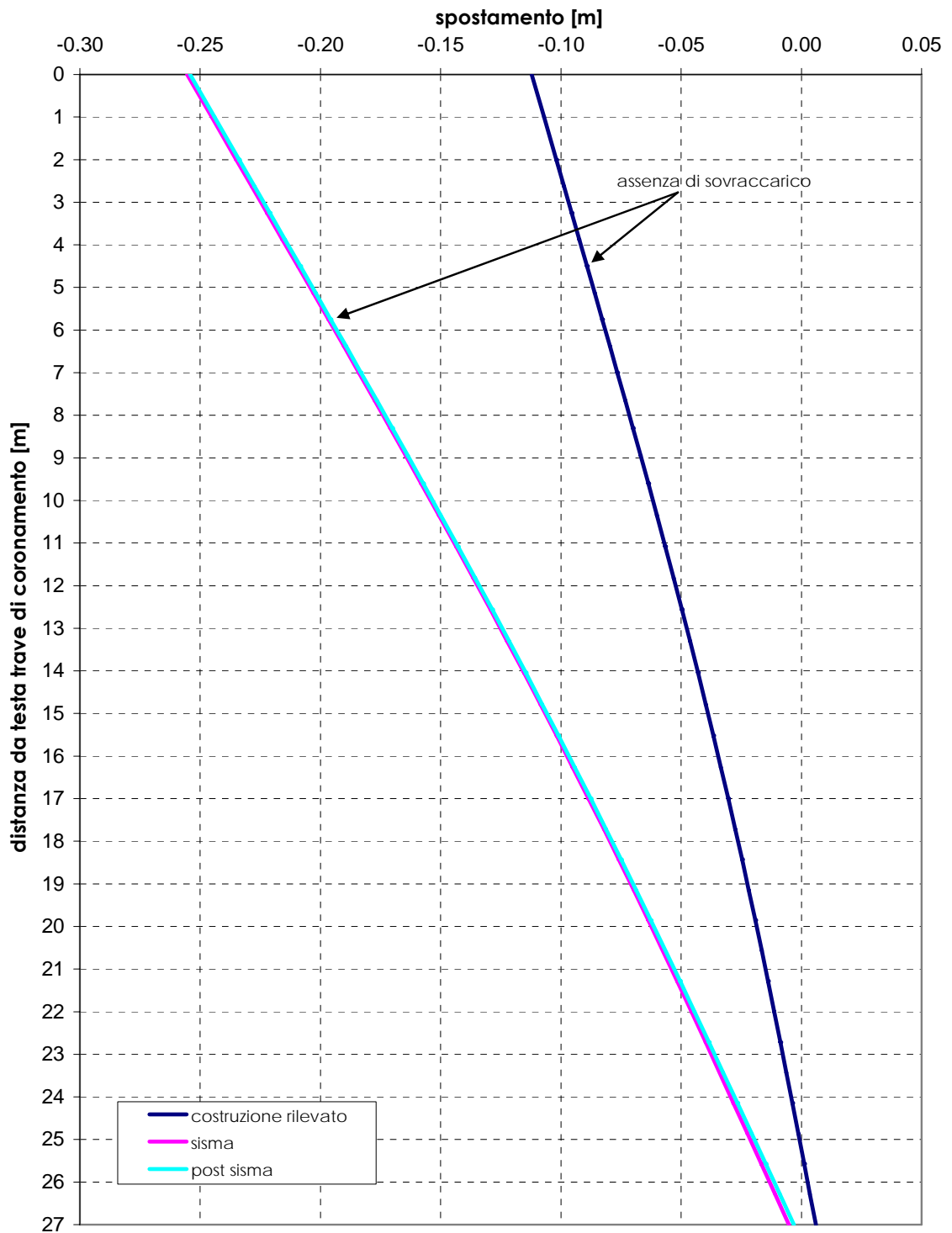
**Figura 4.19b**

**Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto  
Cacchione - Caso 1-  
Approccio 1- Combinazione 2 (A2+M2+R1)**  
Andamento con la profondità degli spostamenti nei setti  
nelle varie fasi



**Figura 4.20a**

**Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto  
Cacchione - Caso 2 -  
Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R1)**  
Andamento con la profondità degli spostamenti nei setti  
nelle varie fasi



**Figura 4.20b**

**Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del Viadotto Cacchione**  
**- Caso 1 - Approccio 1- Combinazione 2 (A2+M2+R1)**  
Andamento delle accelerazioni nella fase sismica al piede ed in mezzeria del rilevato

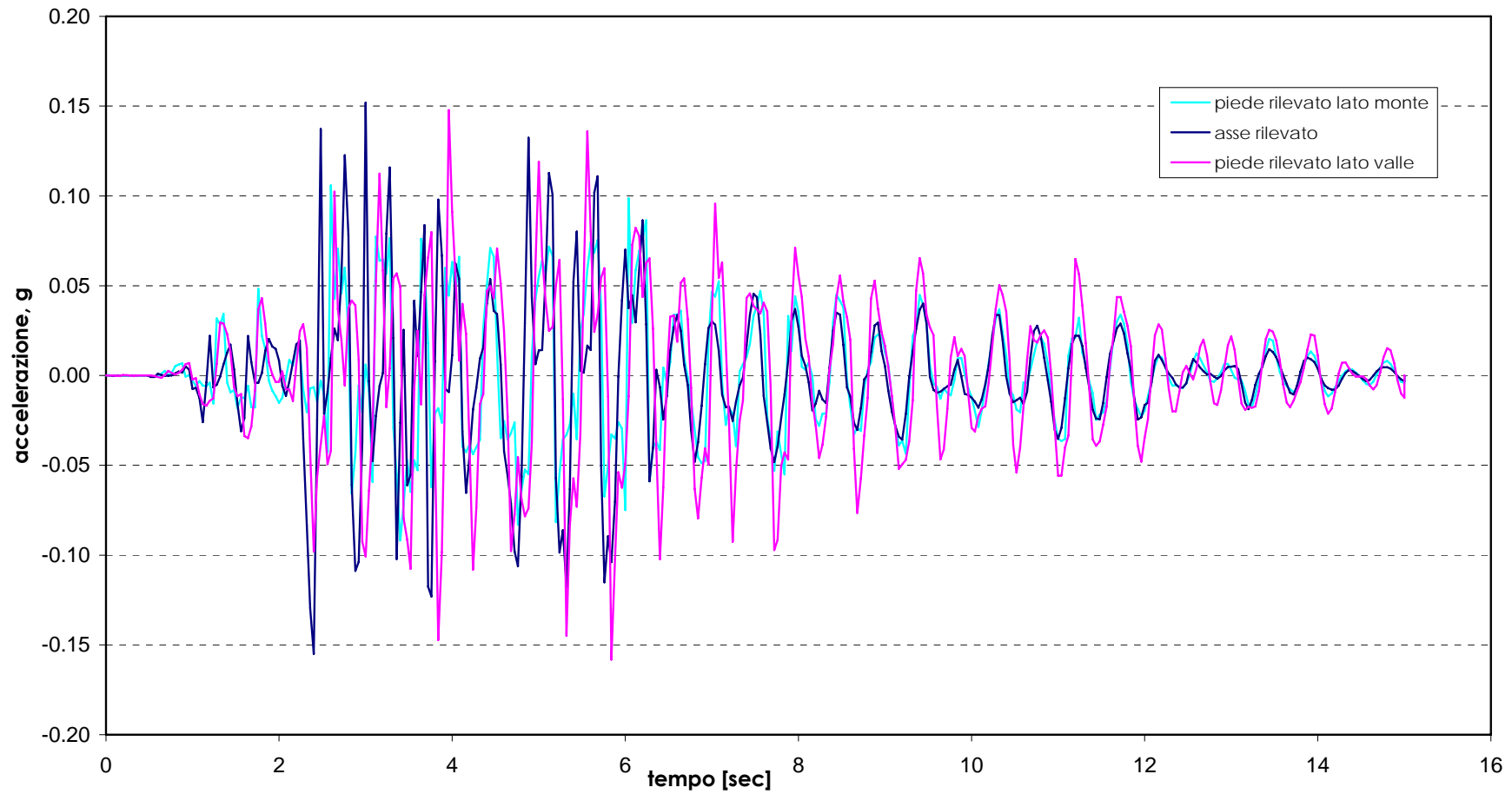


Figura 4.21a

**Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del Viadotto Cacchione  
- Caso 2 - Approccio 1- Combinazione 2 (A2+M2+R1)**  
Andamento delle accelerazioni nella fase sismica al piede ed in mezzzeria del rilevato

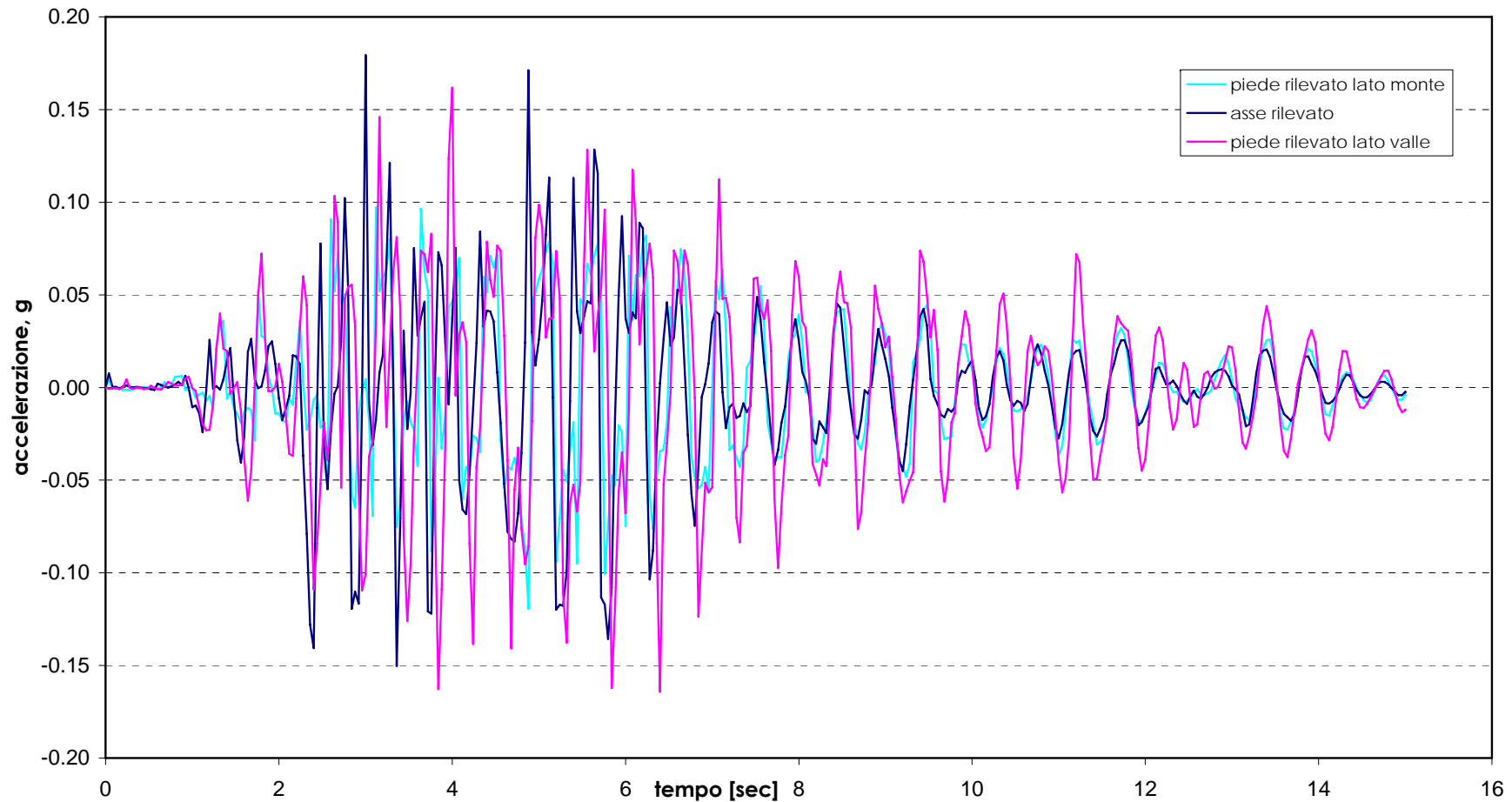


Figura 4.21b

**Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del Viadotto Cacchione  
- Caso 1 - Approccio 1- Combinazione 2 (A2+M2+R1)**  
Andamento degli spostamenti nella fase sismica al piede ed in mezzeria del rilevato

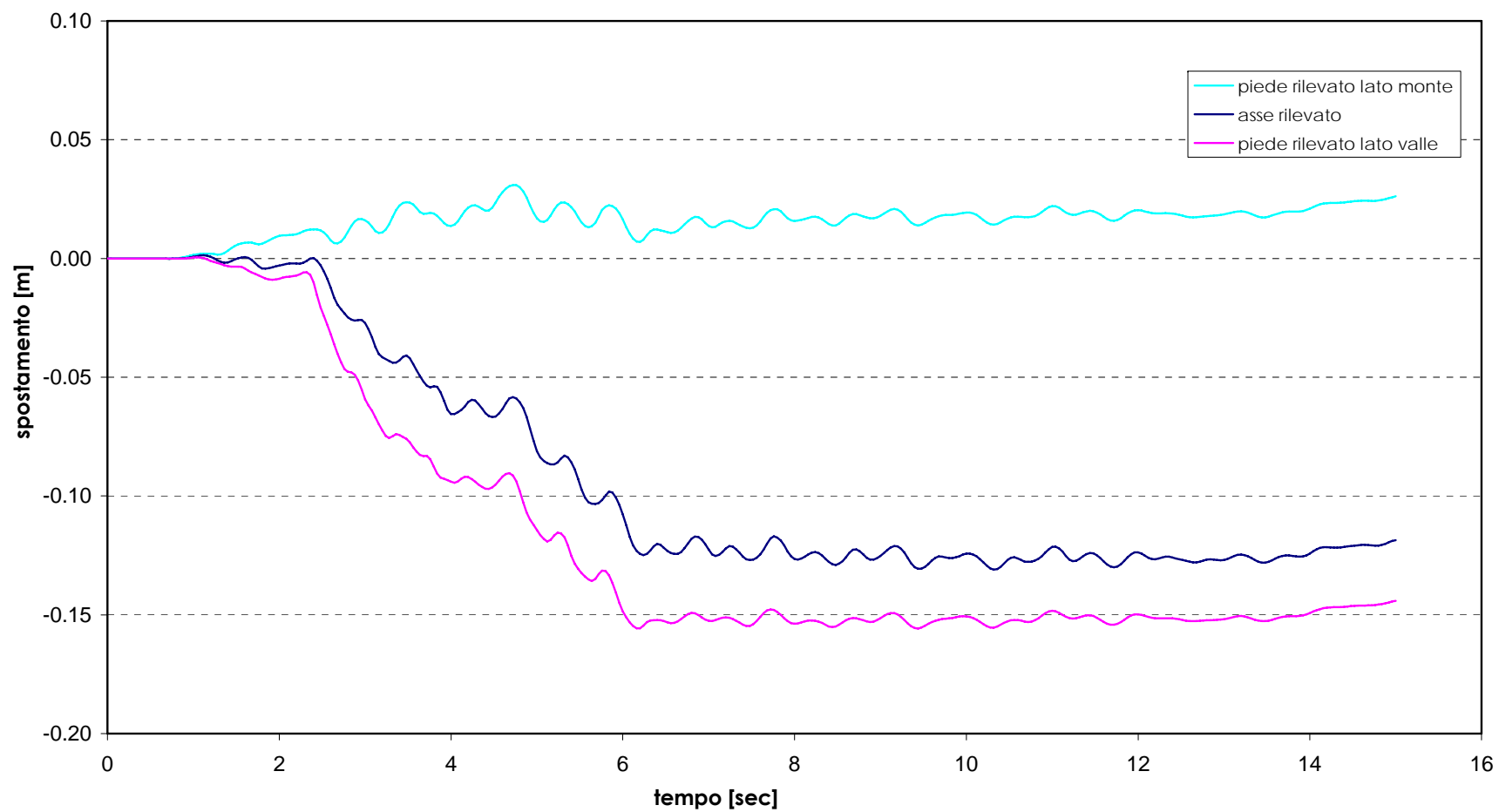


Figura 4.22a

**Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del Viadotto Cacchione  
- Caso 2 - Approccio 1- Combinazione 2 (A2+M2+R1)**  
Andamento degli spostamenti nella fase sismica al piede ed in mezzeria del rilevato

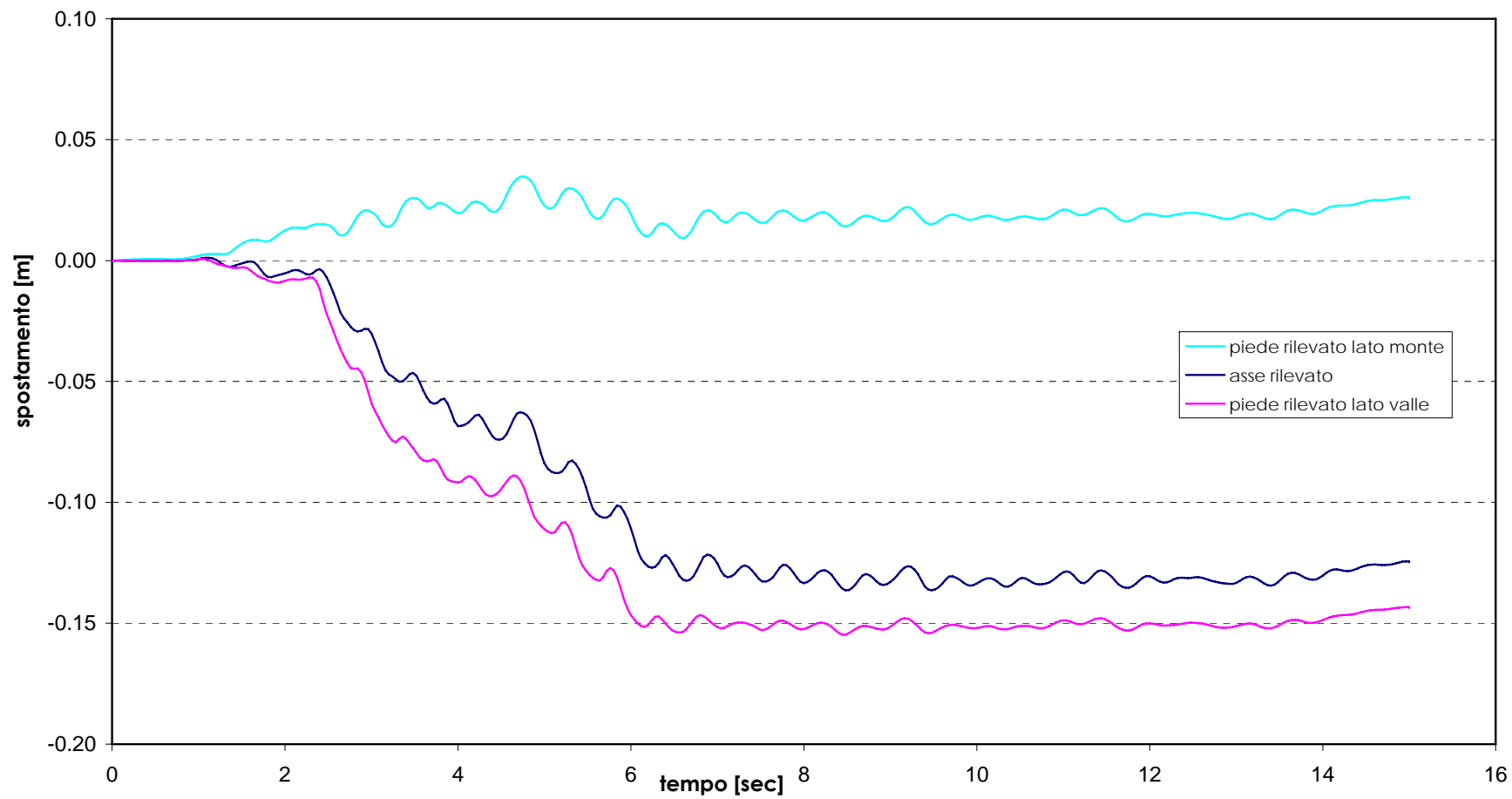
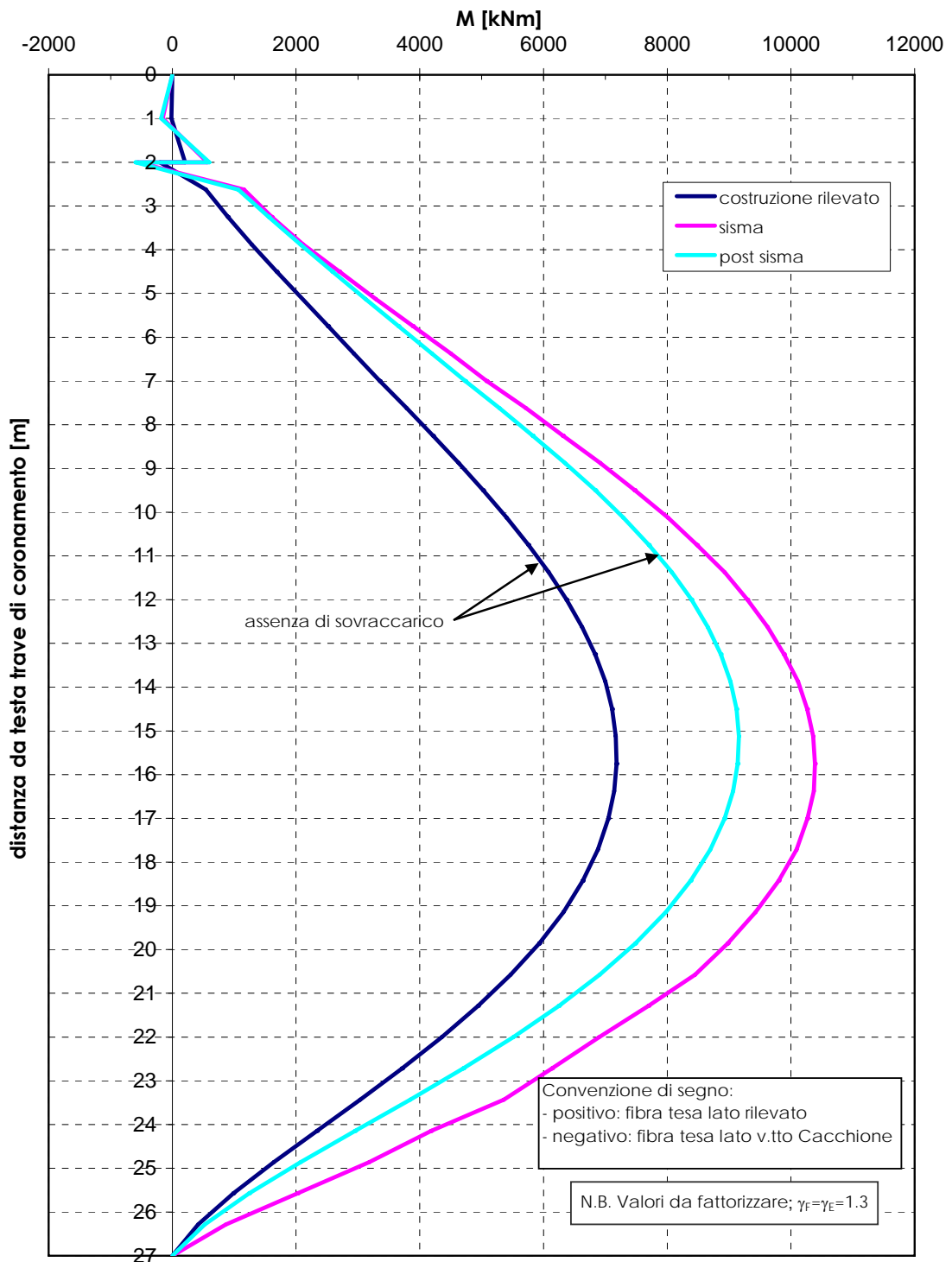


Figura 4.22b



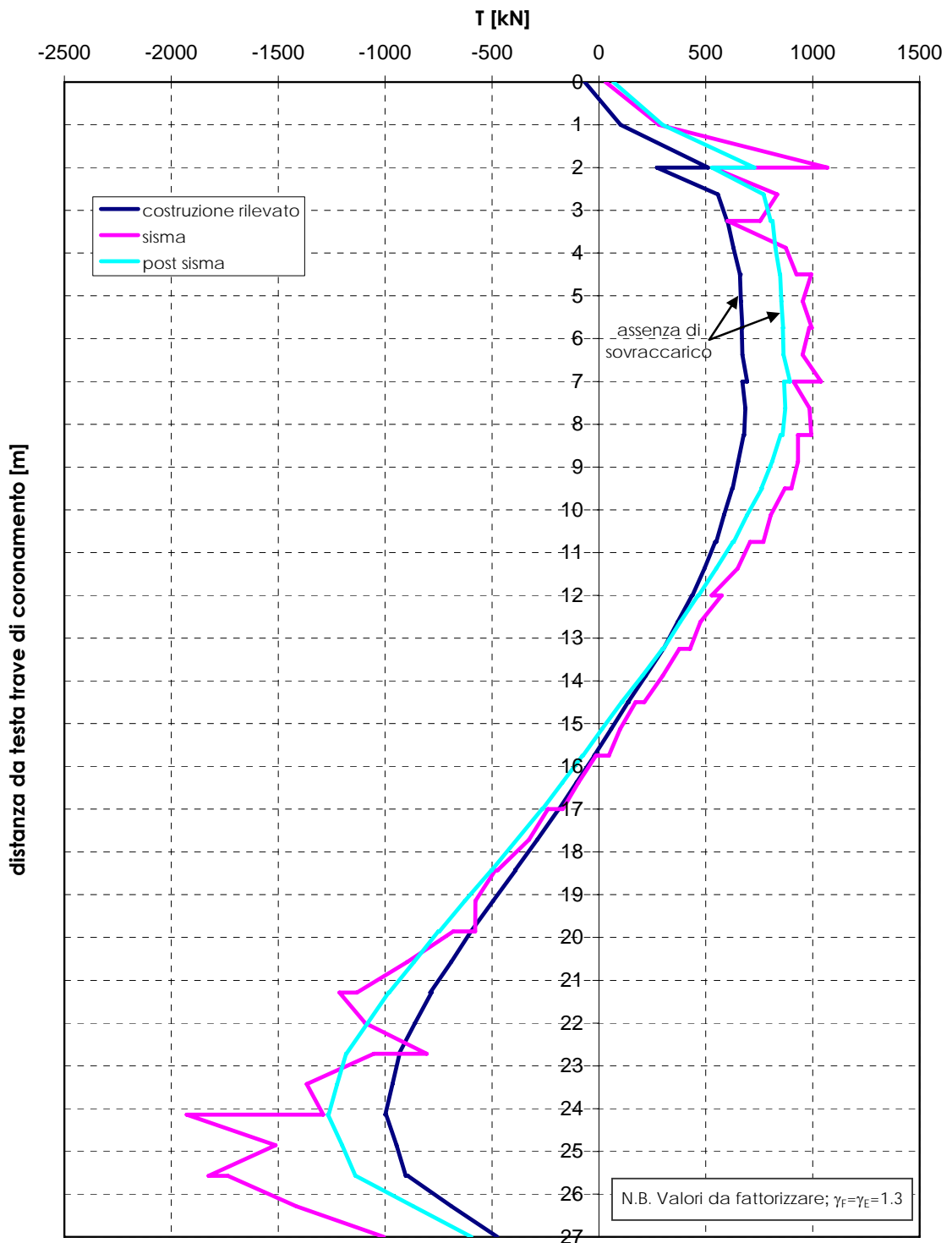
**Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto  
Cacchione - Caso 3 -  
Approccio 1 - Combinazione 1 (A1+M1+R1)**

Andamento dei momenti flettenti nei setti nelle varie fasi (pari a quelli  
di analisi per 2.25 m)



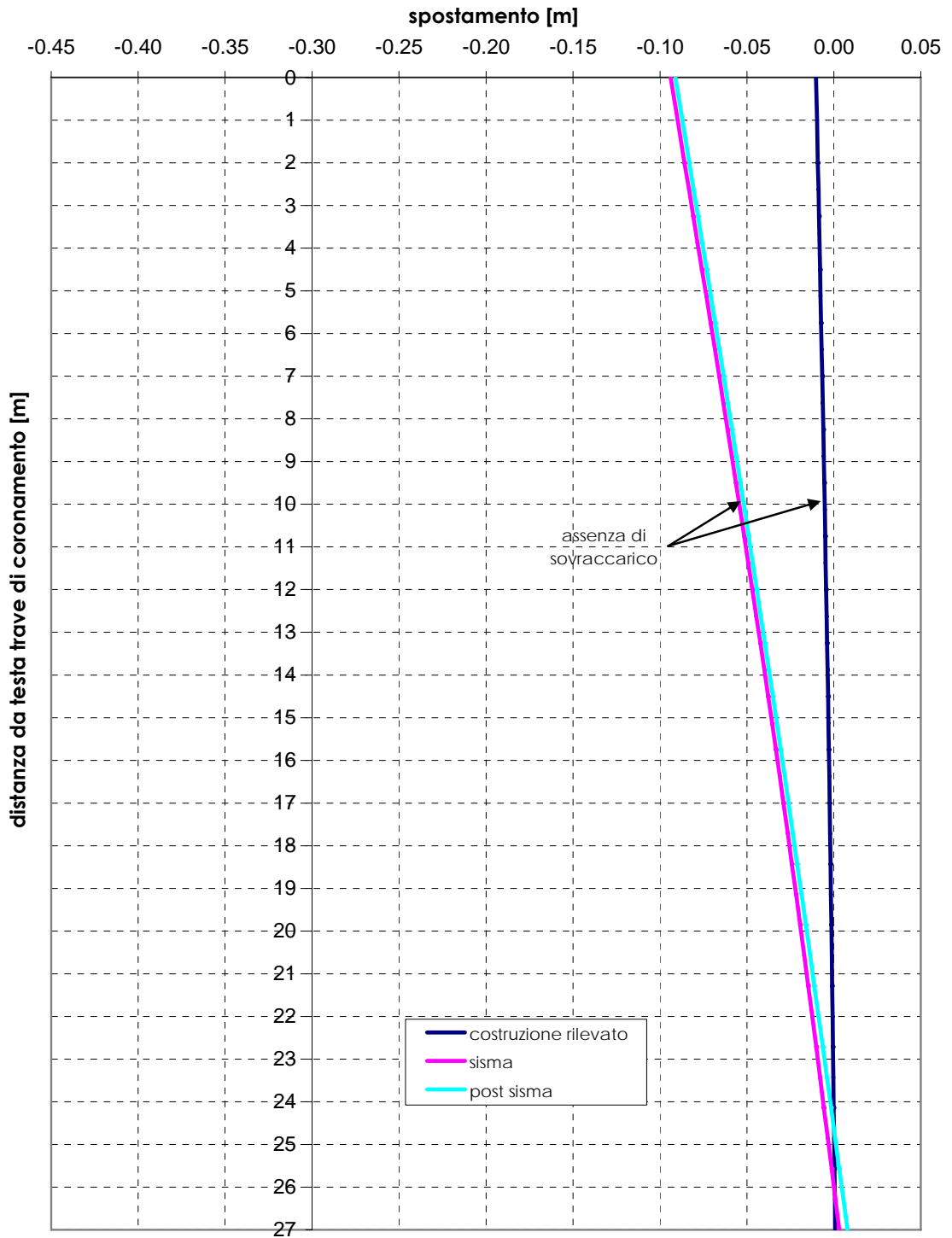
**Figura 4.23**

**Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto  
Cacchione - Caso 3 -  
Approccio 1 - Combinazione 1 (A1+M1+R1)**  
Andamento dei tagli nei setti nelle varie fasi (pari a quelli di analisi per  
2.25 m)

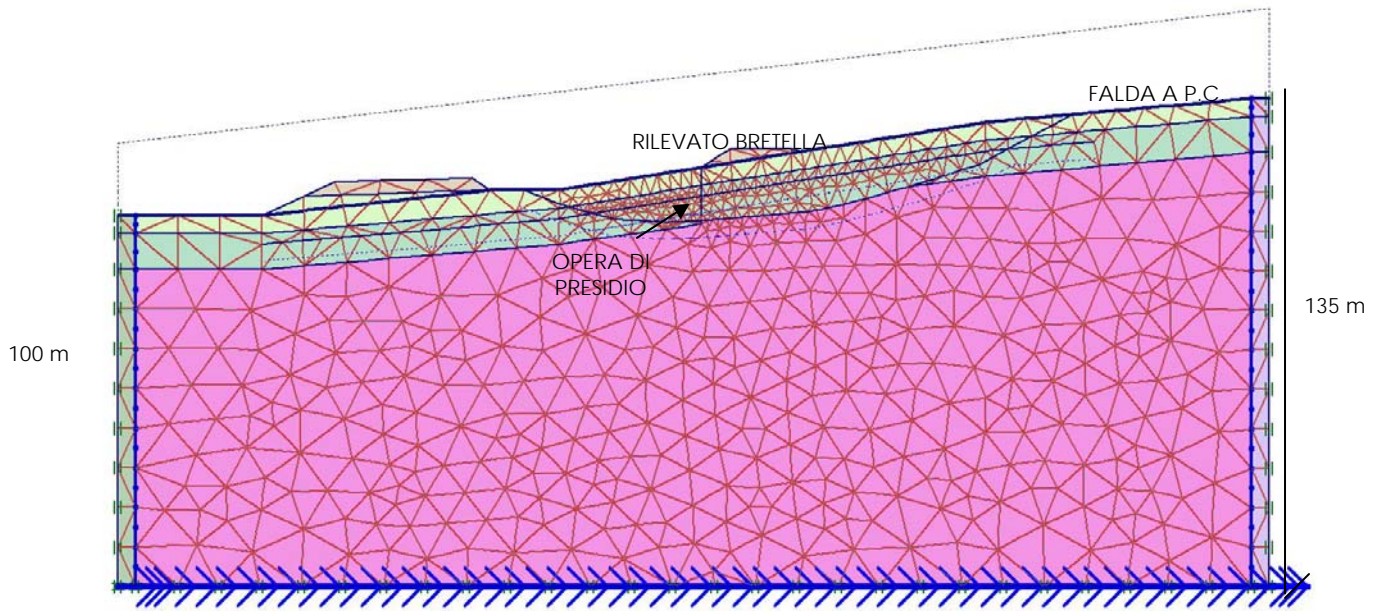


**Figura 4.24**

**Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto  
Cacchione - Caso 3 -  
Approccio 1 - Combinazione 1 (A1+M1+R1)**  
Andamento con la profondità degli spostamenti nei setti  
nelle varie fasi



**Figura 4.25**



**Figura 4.26: Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto Marinella - Griglia di calcolo**

**Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto Marinella - Caso 1, 2, 3, 4 - Presenza di superfici di scorrimento**  
Andamento del coefficiente di spinta del terreno al termine della fase 0

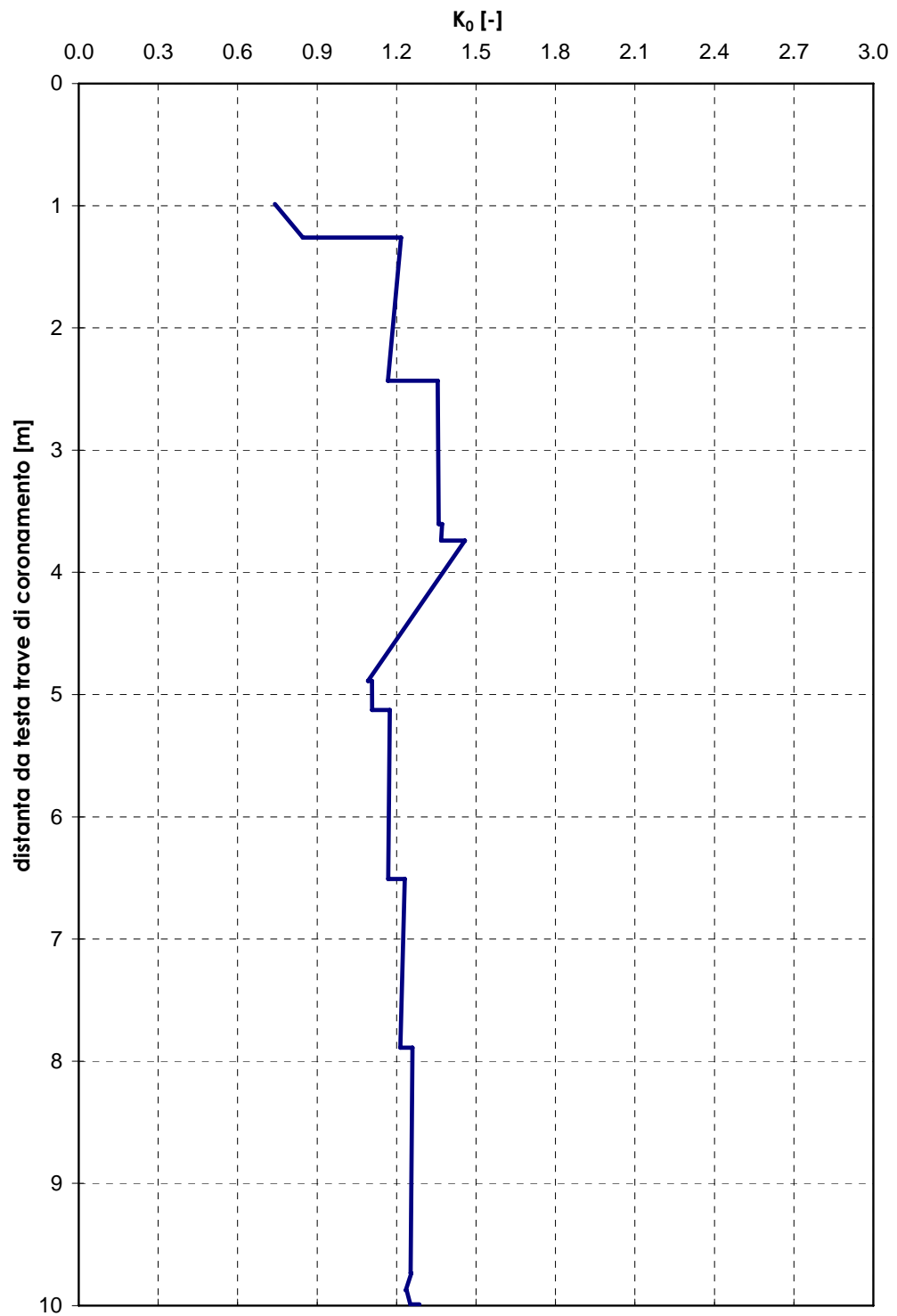


Figura 4.27a

**Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del  
viadotto Marinella - Caso 5 -  
Assenza di superfici di scorrimento**  
Andamento del coefficiente di spinta del terreno  
al termine della fase 0

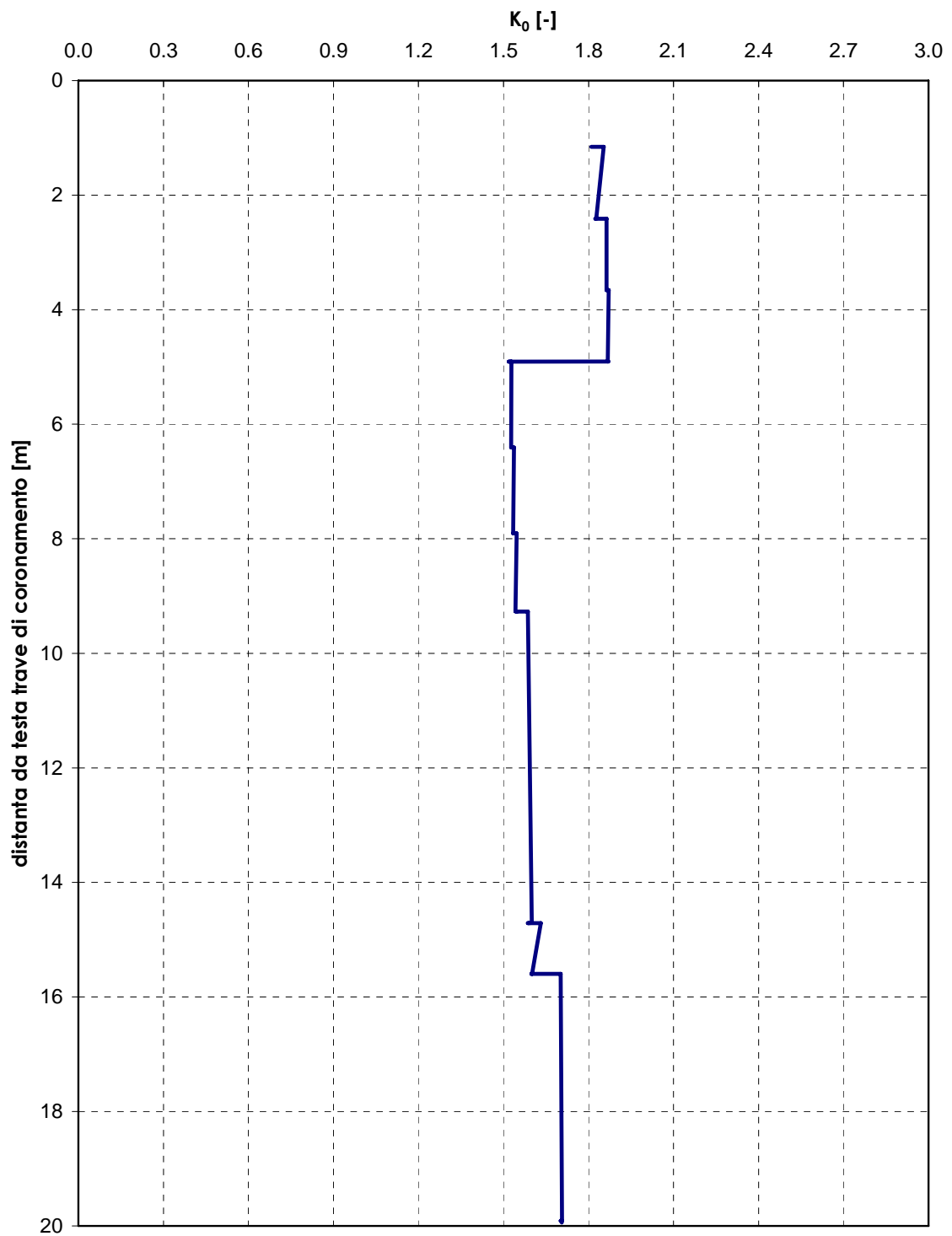


Figura 4.27b

**Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto  
Marinella - Caso 2 - Setti L=10m -  
Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R1)**  
Andamento dei momenti flettenti nei setti nelle varie fasi (pari a quelli  
di analisi per 2.25 m)

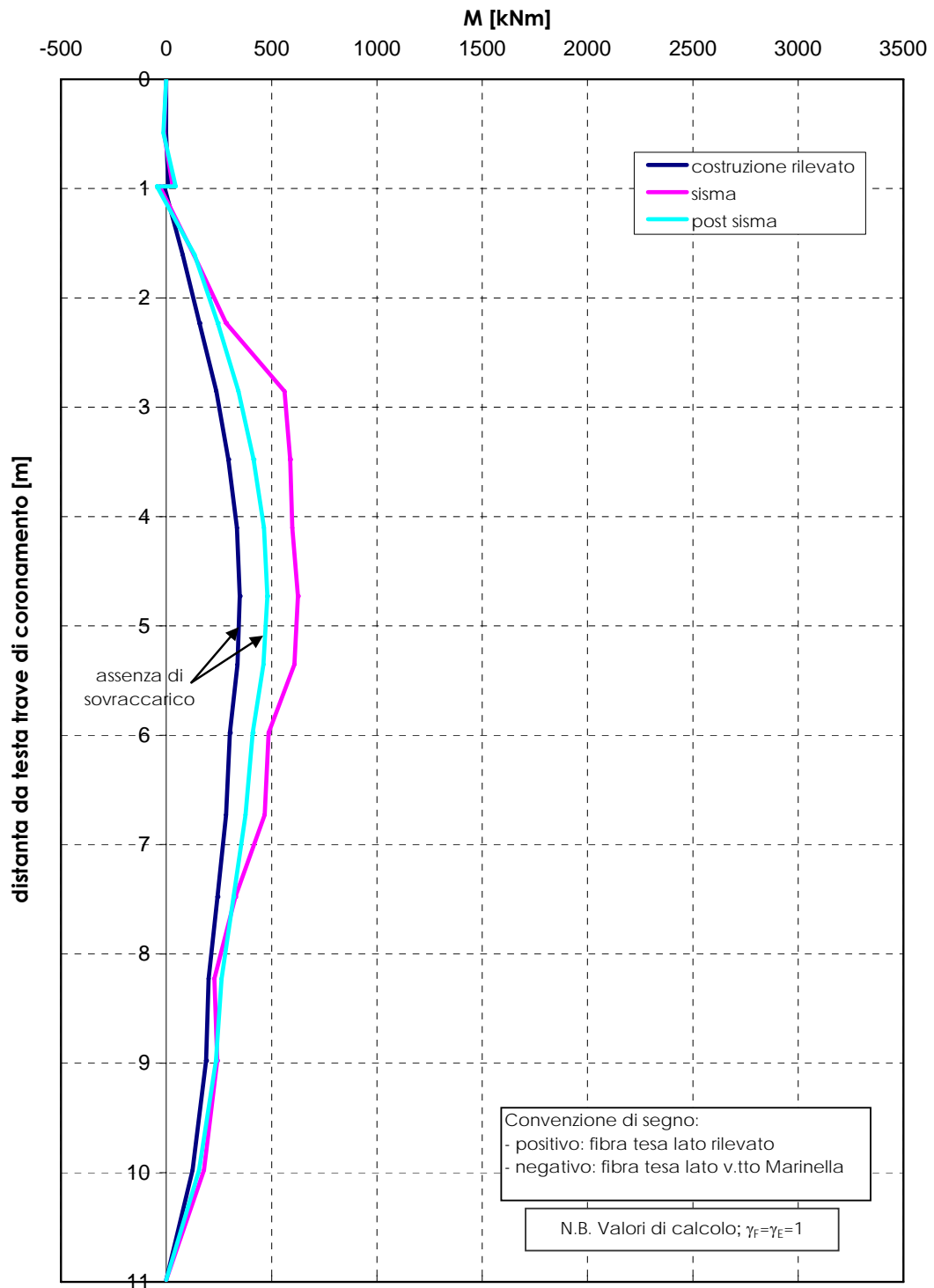


Figura 4.28a

**Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto  
Marinella - Caso 3 - Setti L=20m -  
Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R1)**  
Andamento dei momenti flettenti nei setti nelle varie fasi (pari a quelli  
di analisi per 2.25 m)

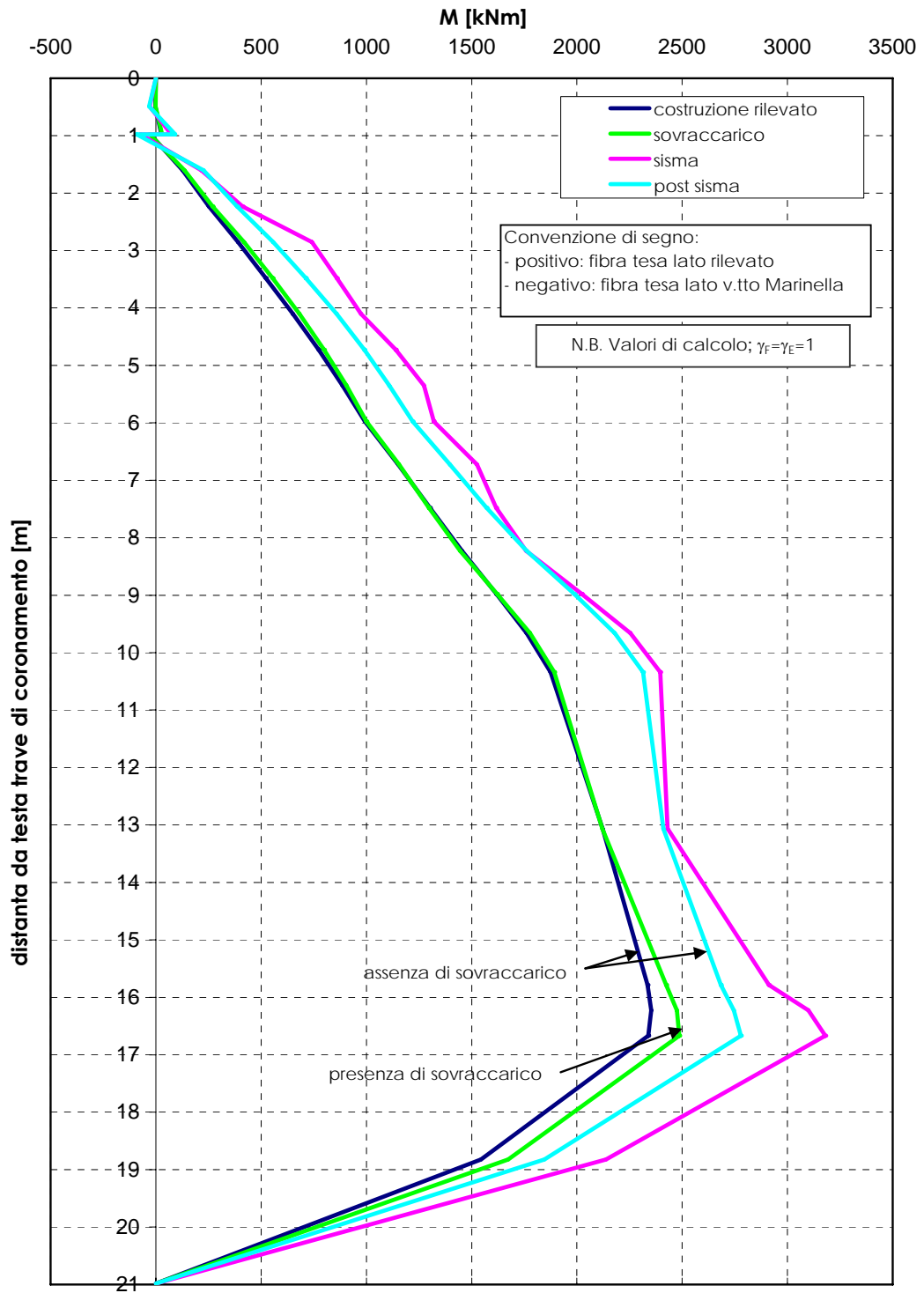
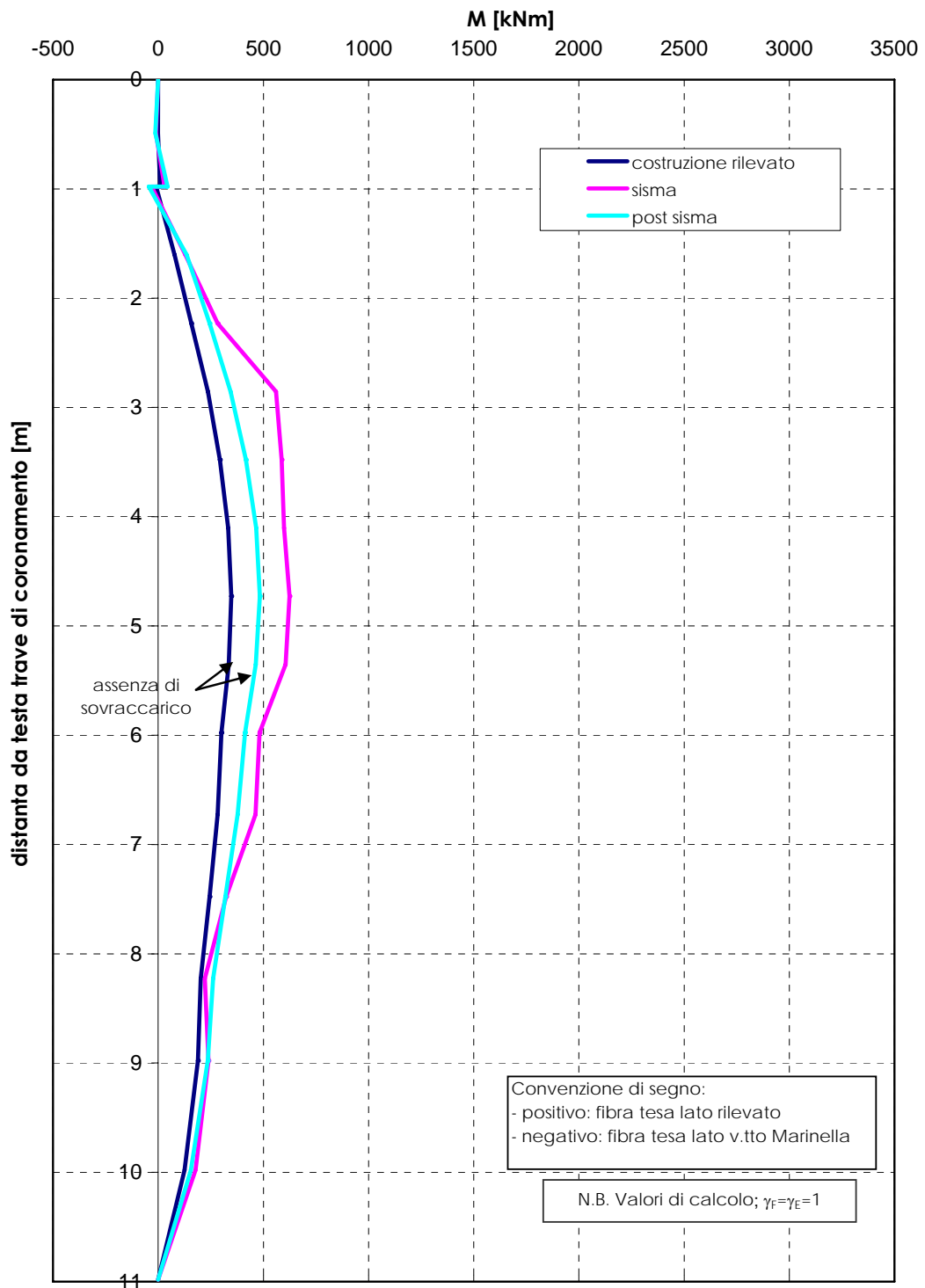


Figura 4.28b



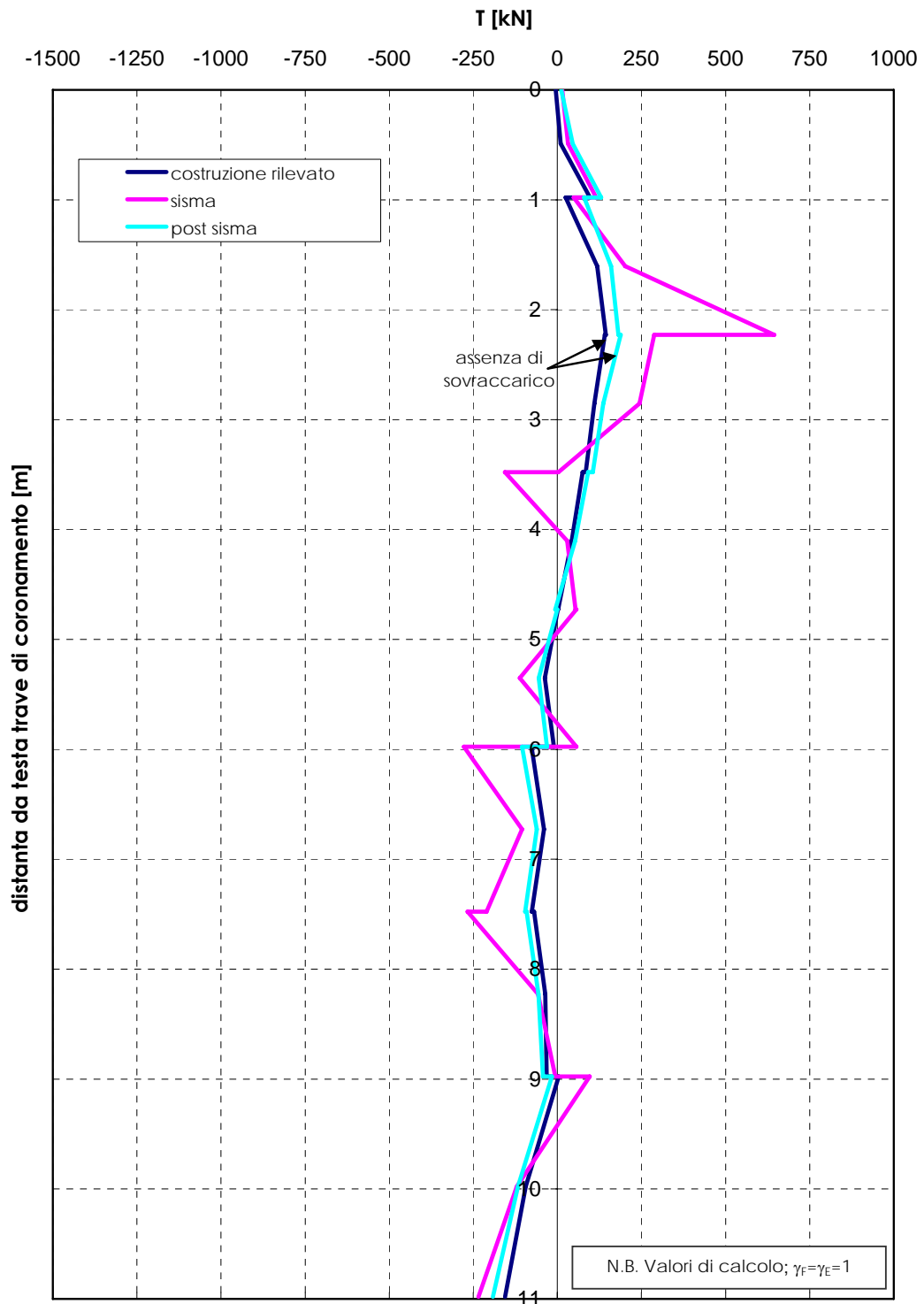
**Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto  
Marinella - Caso 4 - Pali L=10m -  
Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R1)**

Andamento dei momenti flettenti nei pali nelle varie fasi (pari a quelli  
di analisi per 2.25 m)



**Figura 4.28c**

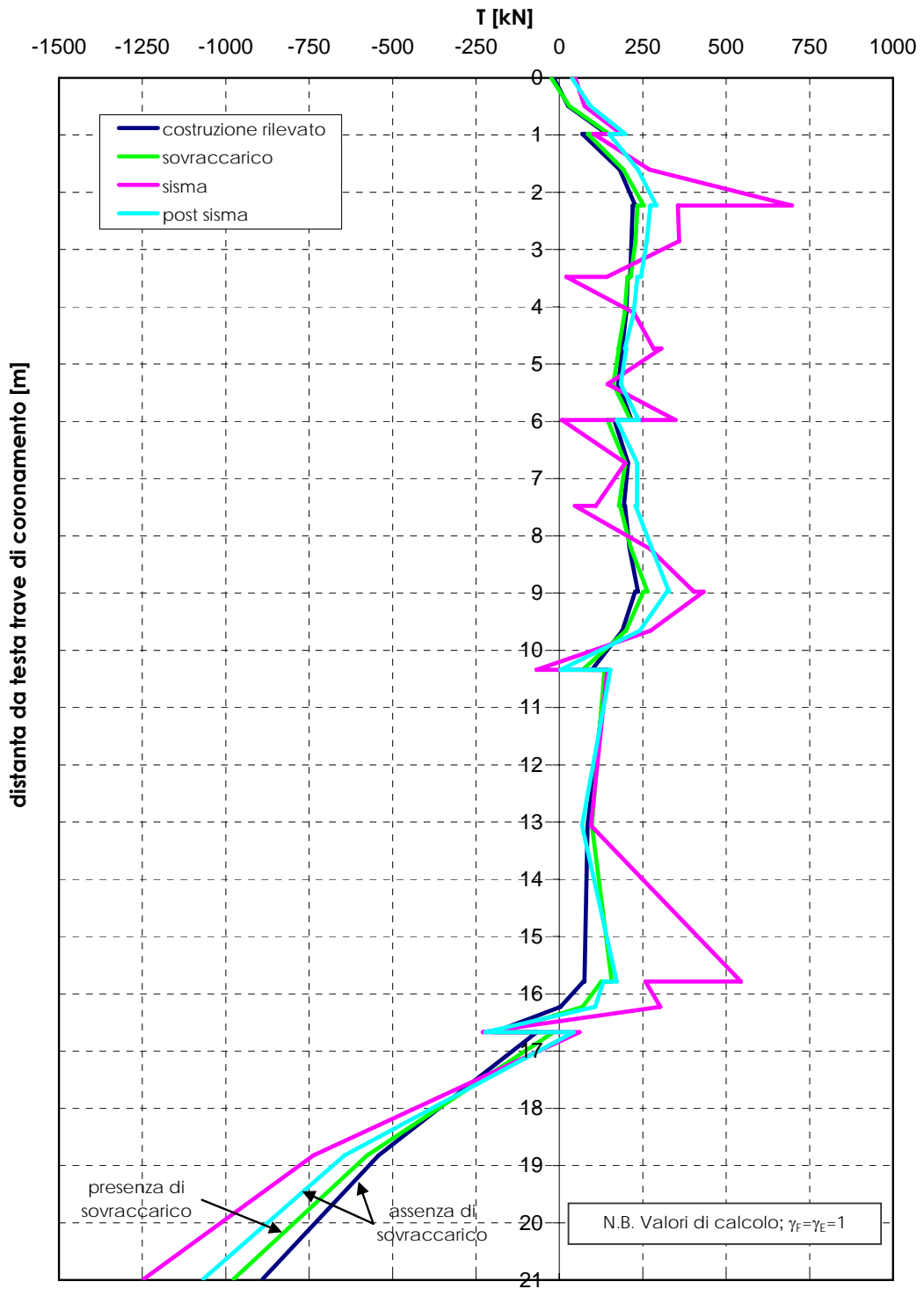
**Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto  
Marinella - Caso 2 - Setti L=10m -  
Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R1)**  
Andamento dei tagli nei setti nelle varie fasi (pari a quelli di analisi per  
2.25 m)



**Figura 4.29a**

**Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto  
Marinella - Caso 3 - Setti L=20m -  
Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R1)**

Andamento dei tagli nei setti nelle varie fasi (pari a quelli di analisi per  
2.25 m)



**Figura 4.29b**

**Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto  
Marinella - Caso 4 - Pali L=10m -  
Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R1)**  
Andamento dei tagli nei pali nelle varie fasi (pari a quelli di analisi per  
2.25 m)

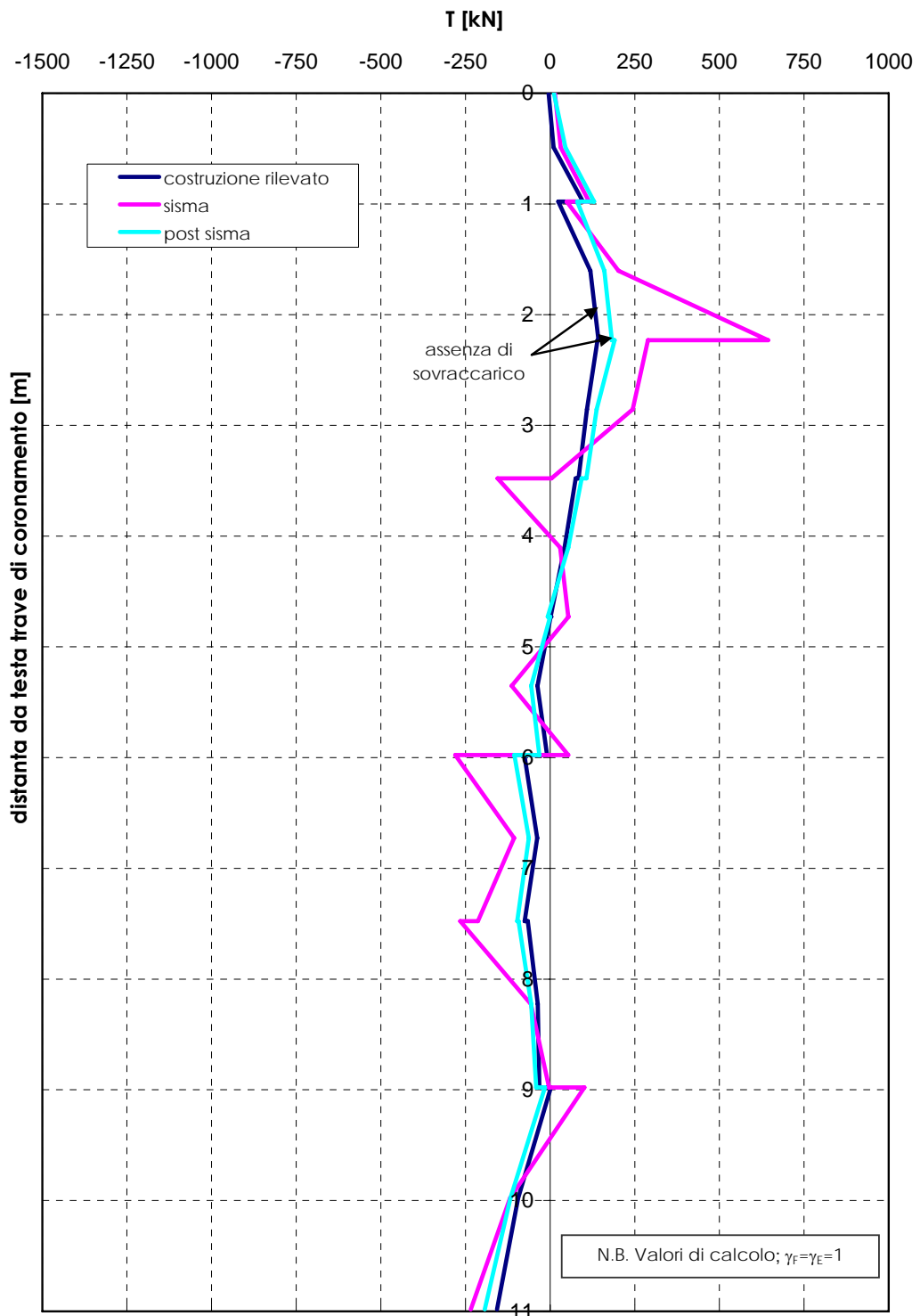
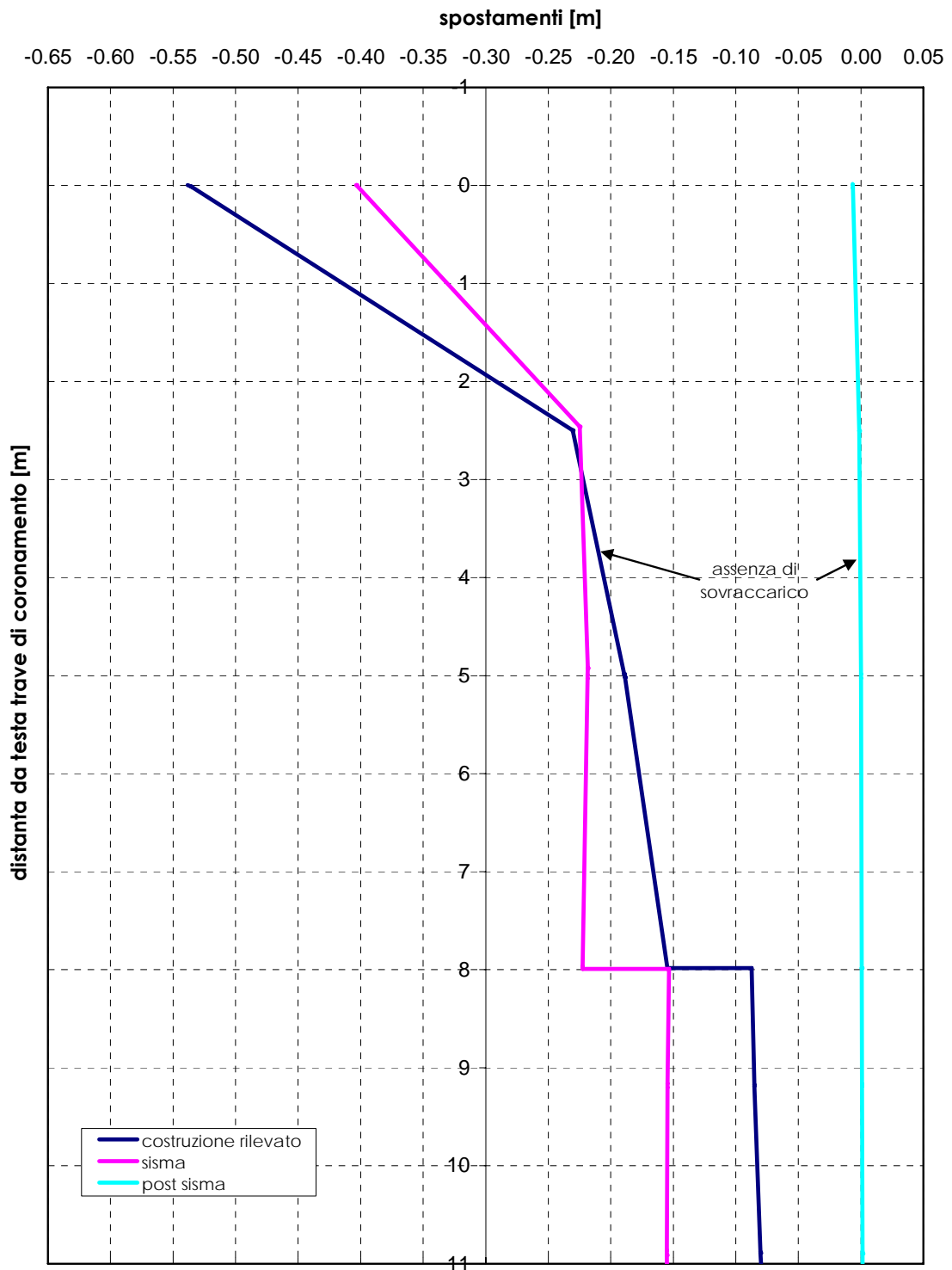


Figura 4.29c

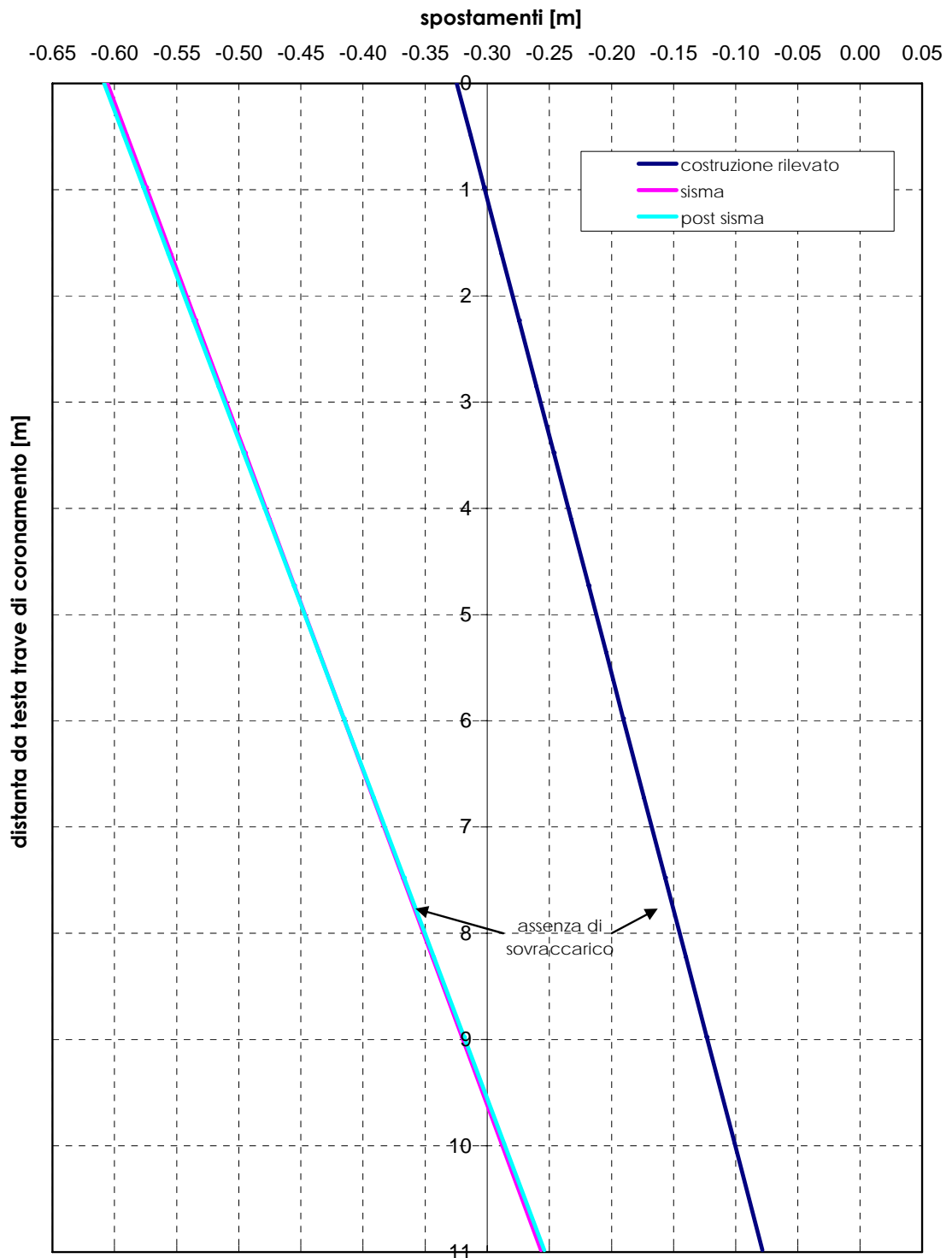
**Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto Marinella - Caso 1 - Assenza di opera di presidio -**  
 Andamento con la profondità degli spostamenti in corrispondenza di una verticale al piede del rilevato



**Figura 4.30a**

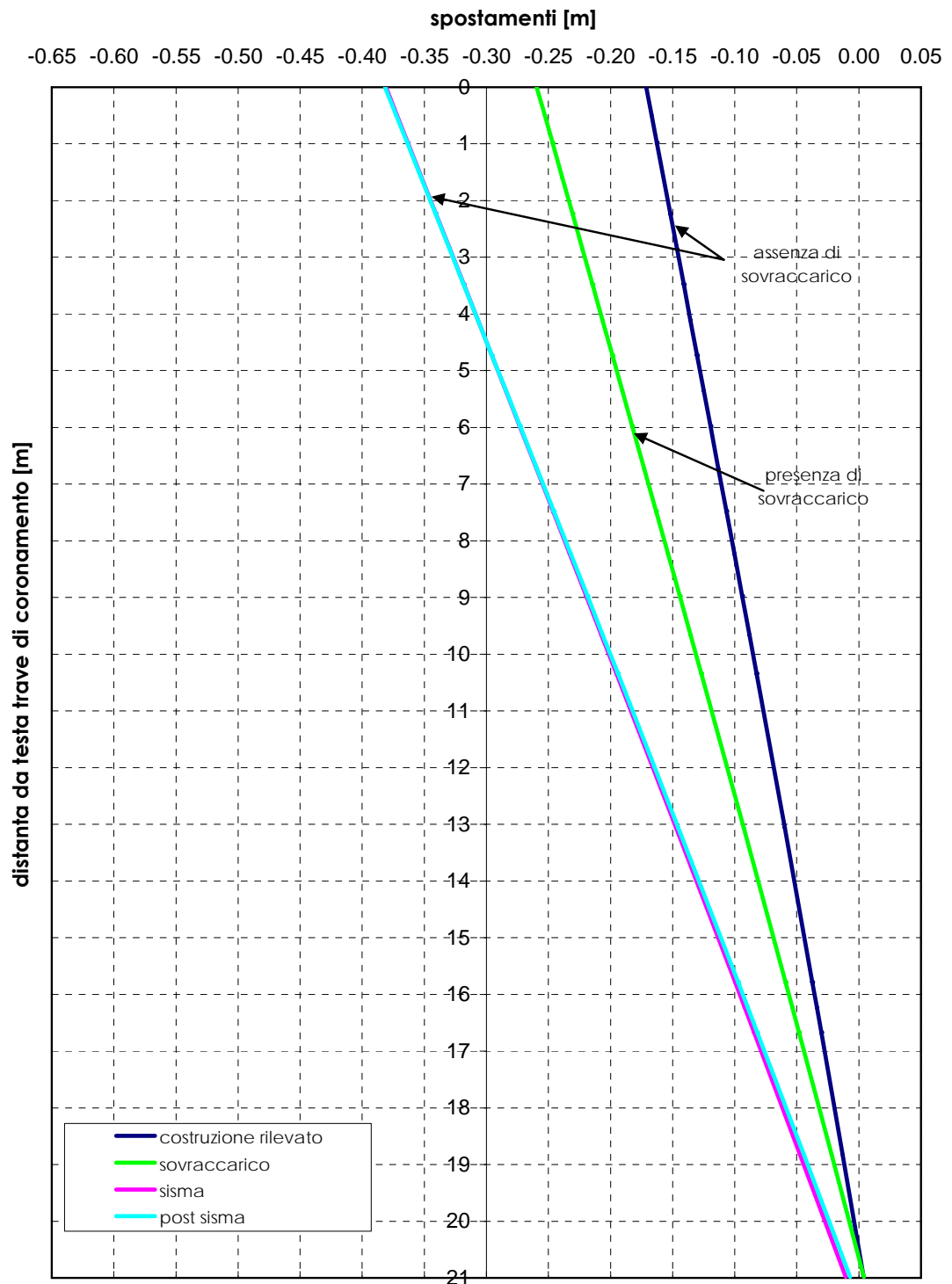
**Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto  
Marinella - Caso 2 - Setti L=10m -  
Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R1)**

Andamento con la profondità degli spostamenti in corrispondenza di  
una verticale al piede del rilevato



**Figura 4.30b**

**Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto  
Marinella - Caso 3 - Setti L=20m -  
Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R1)**  
Andamento con la profondità degli spostamenti in corrispondenza di  
una verticale al piede del rilevato



**Figura 4.30c**

**Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto  
Marinella - Caso 4 - Pali L=10m -  
Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R1)**  
Andamento con la profondità degli spostamenti in corrispondenza di  
una verticale al piede del rilevato

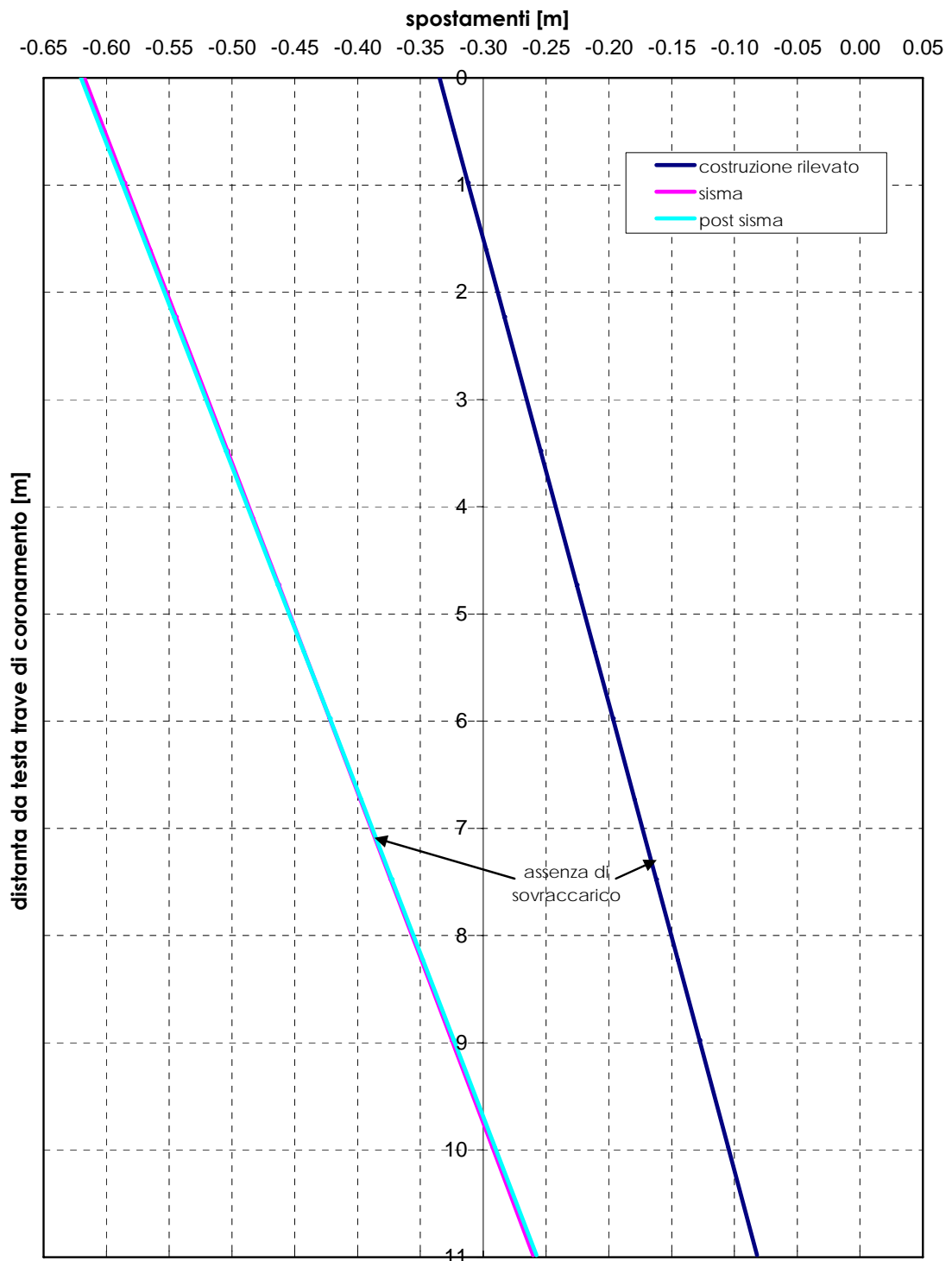


Figura 4.30d



**Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto Marinella**  
**- Caso 1 - Assenza di opera di presidio - Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R1)**  
Andamento delle accelerazioni nella fase sismica al piede ed in mezzzeria del rilevato

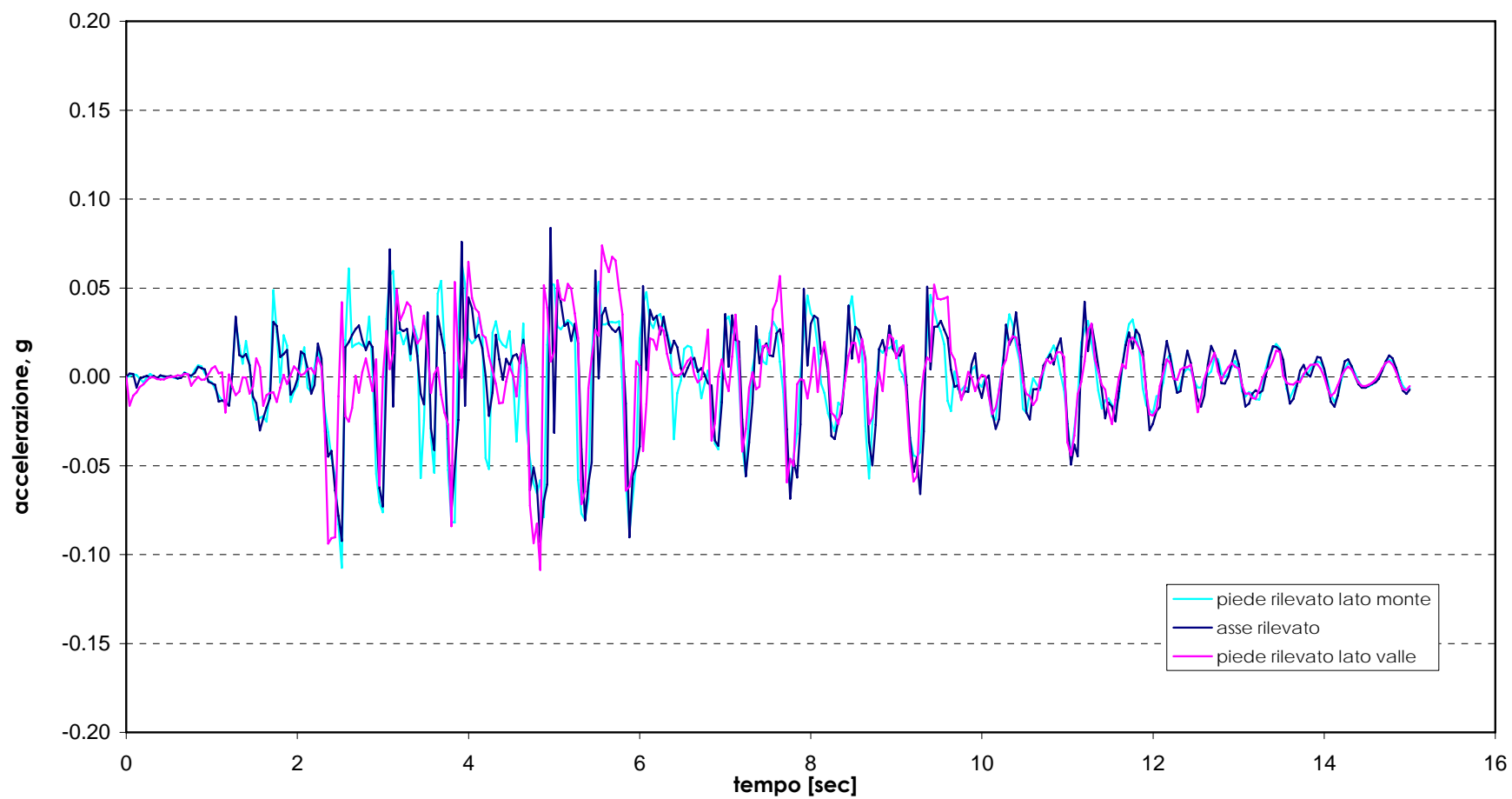


Figura 4.31a

**Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto Marinella  
- Caso 2 - Setti L=10m - Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R1)**  
Andamento delle accelerazioni nella fase sismica al piede ed in mezzzeria del rilevato

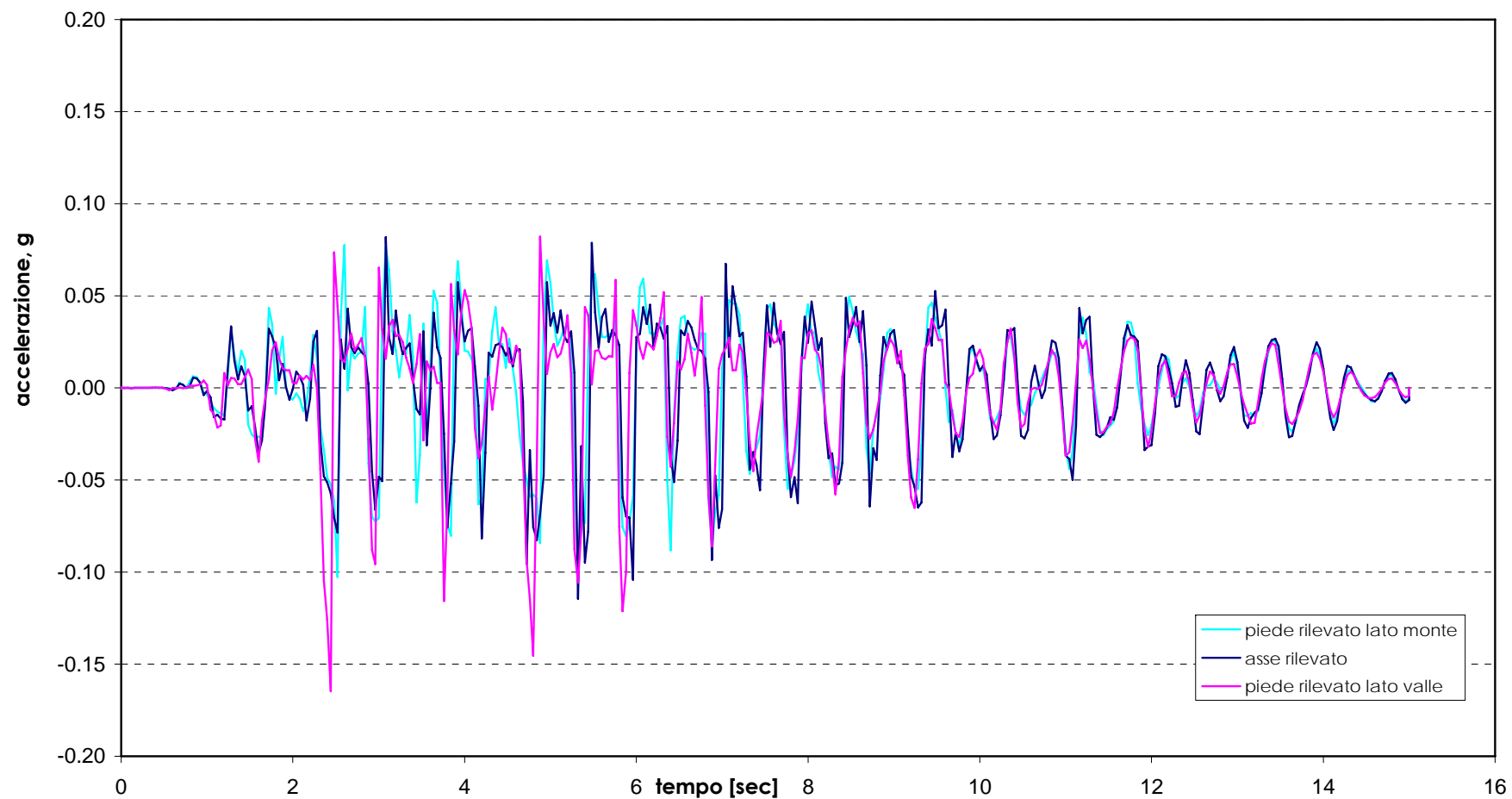


Figura 4.31b

**Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto Marinella  
- Caso 3 - Setti L=20m - Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R1)**  
Andamento delle accelerazioni nella fase sismica al piede ed in mezzeria del rilevato

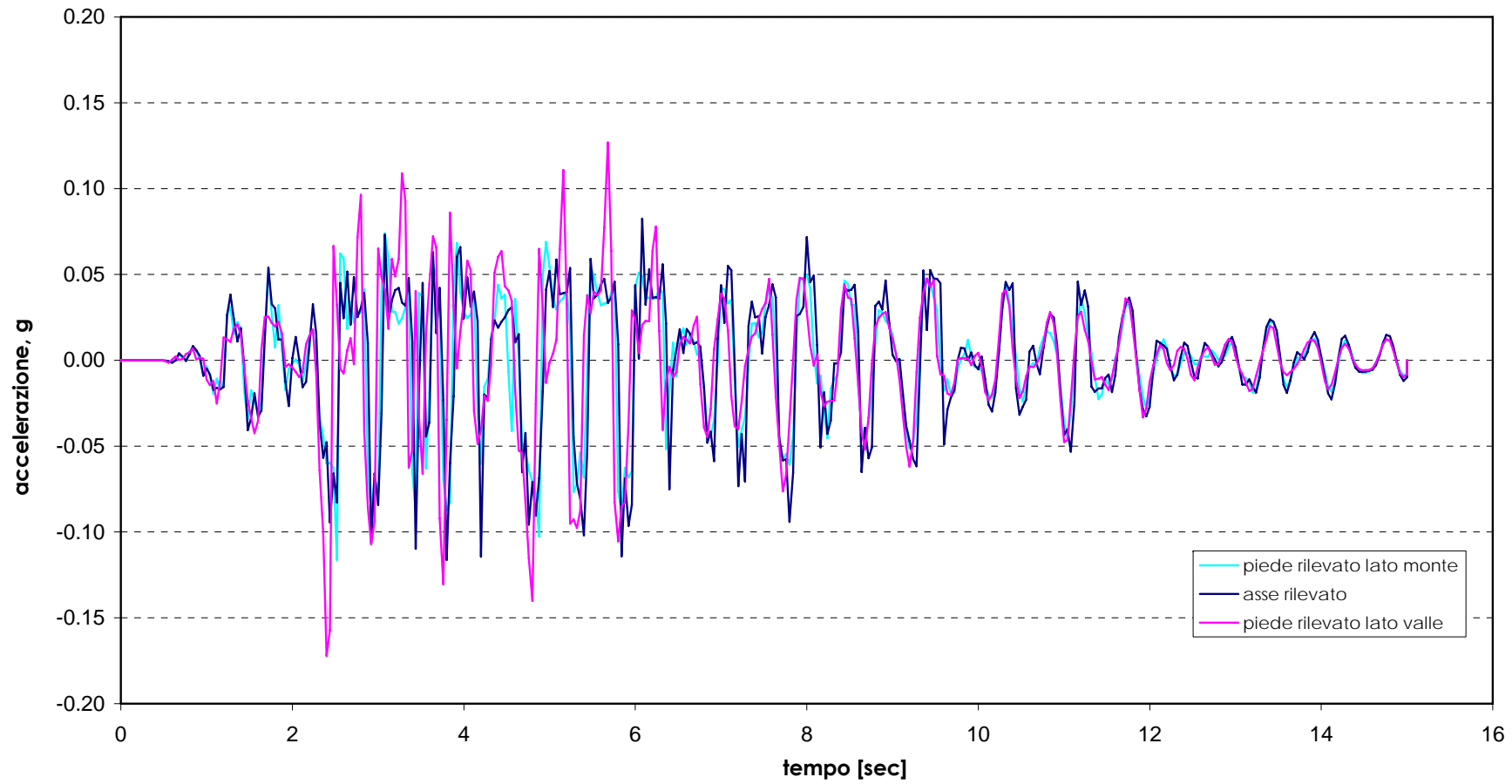


Figura 4.31c

**Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto Marinella  
- Caso 4 - Pali L=10m - Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R1)**  
Andamento delle accelerazioni nella fase sismica al piede ed in mezzzeria del rilevato

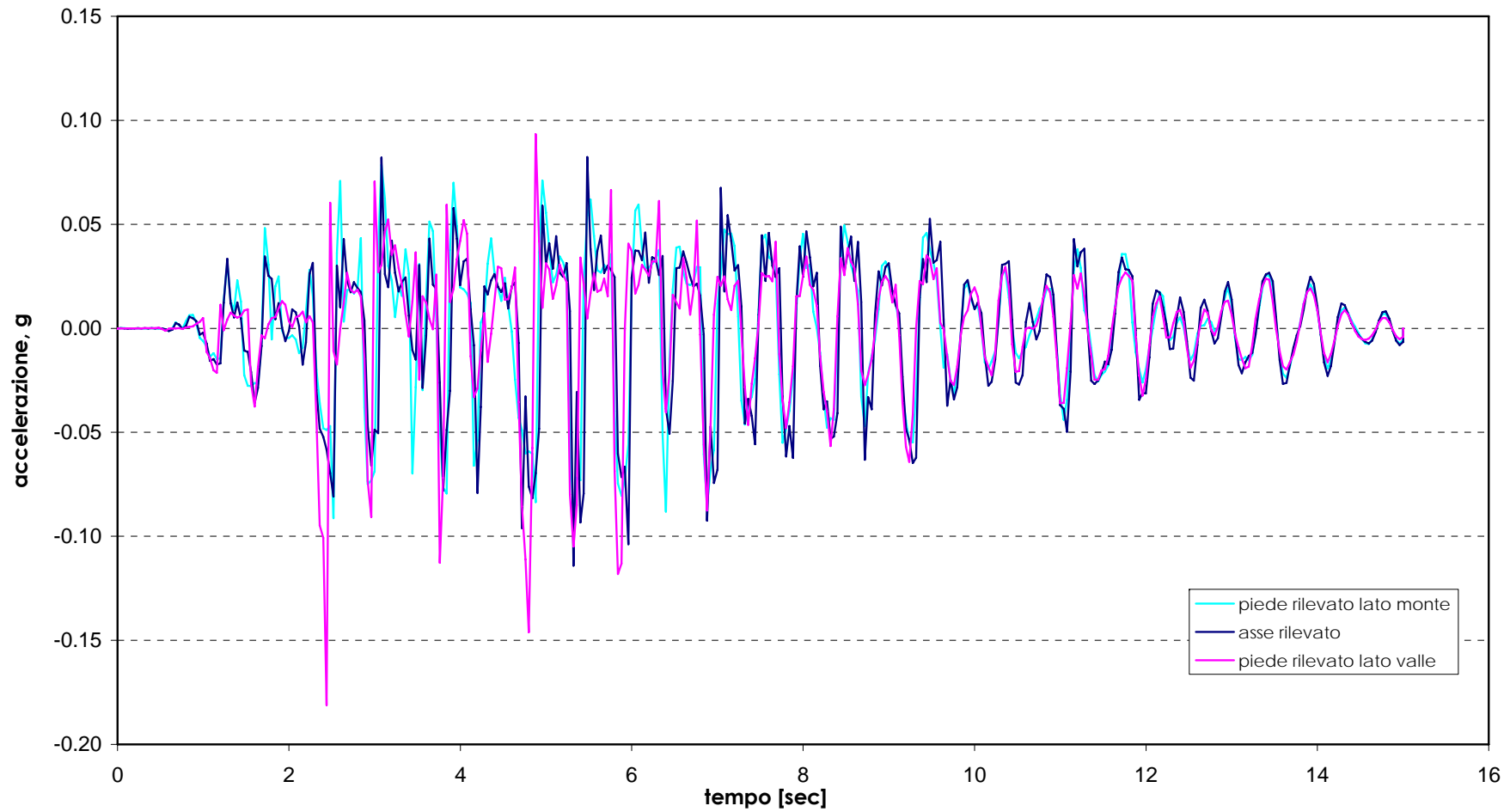


Figura 4.31d

**Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto Marinella  
- Caso 1 - Assenza di opera di presidio - Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R1)**  
Andamento degli spostamenti nella fase sismica al piede ed in mezzeria del rilevato

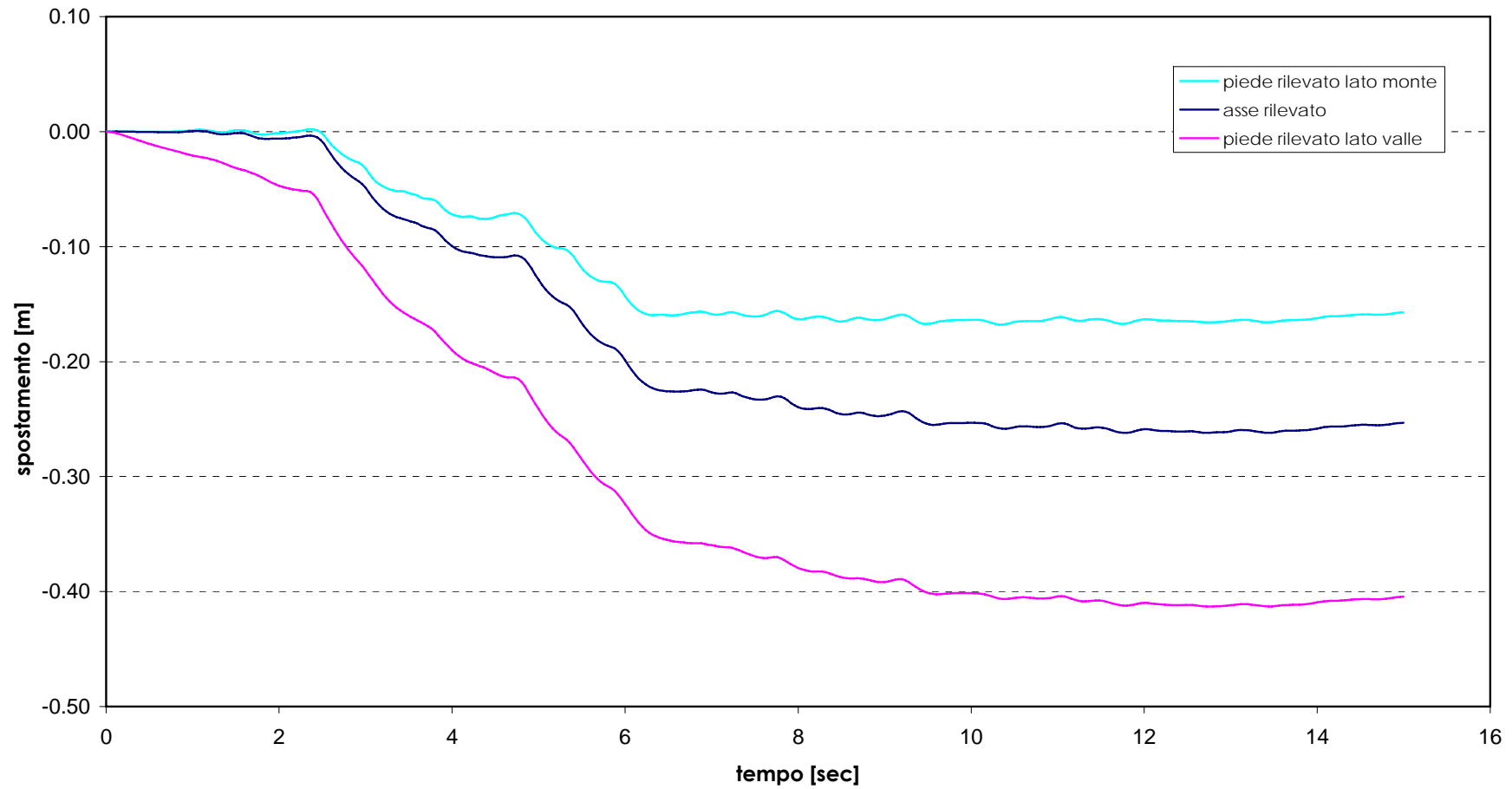


Figura 4.32a

**Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto Marinella  
- Caso 2 - Setti L=10m - Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R1)**  
Andamento degli spostamenti nella fase sismica al piede ed in mezzeria del rilevato

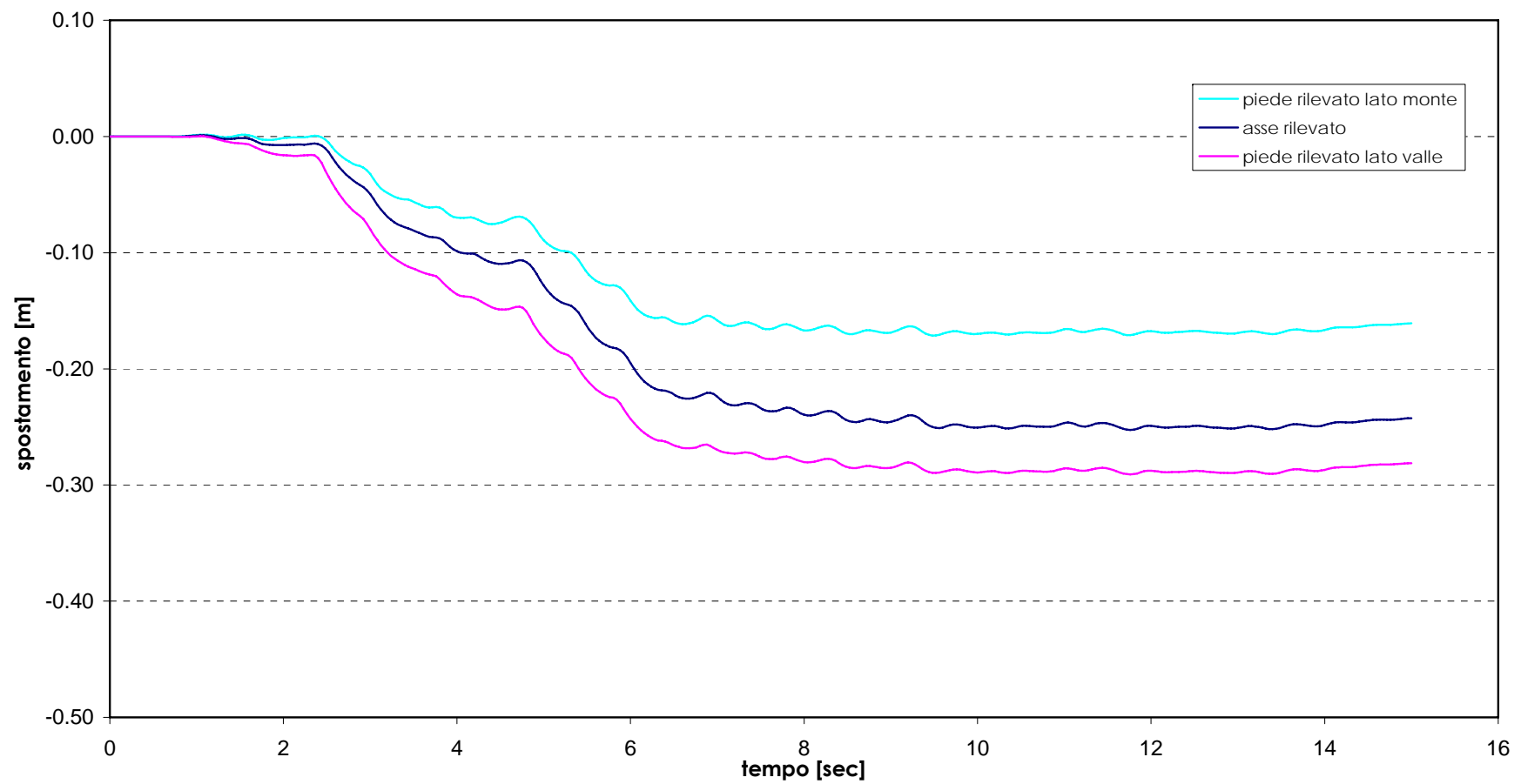


Figura 4.32b

**Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto Marinella  
- Caso 3 - Setti L=20m - Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R1)**  
Andamento degli spostamenti nella fase sismica al piede ed in mezzeria del rilevato

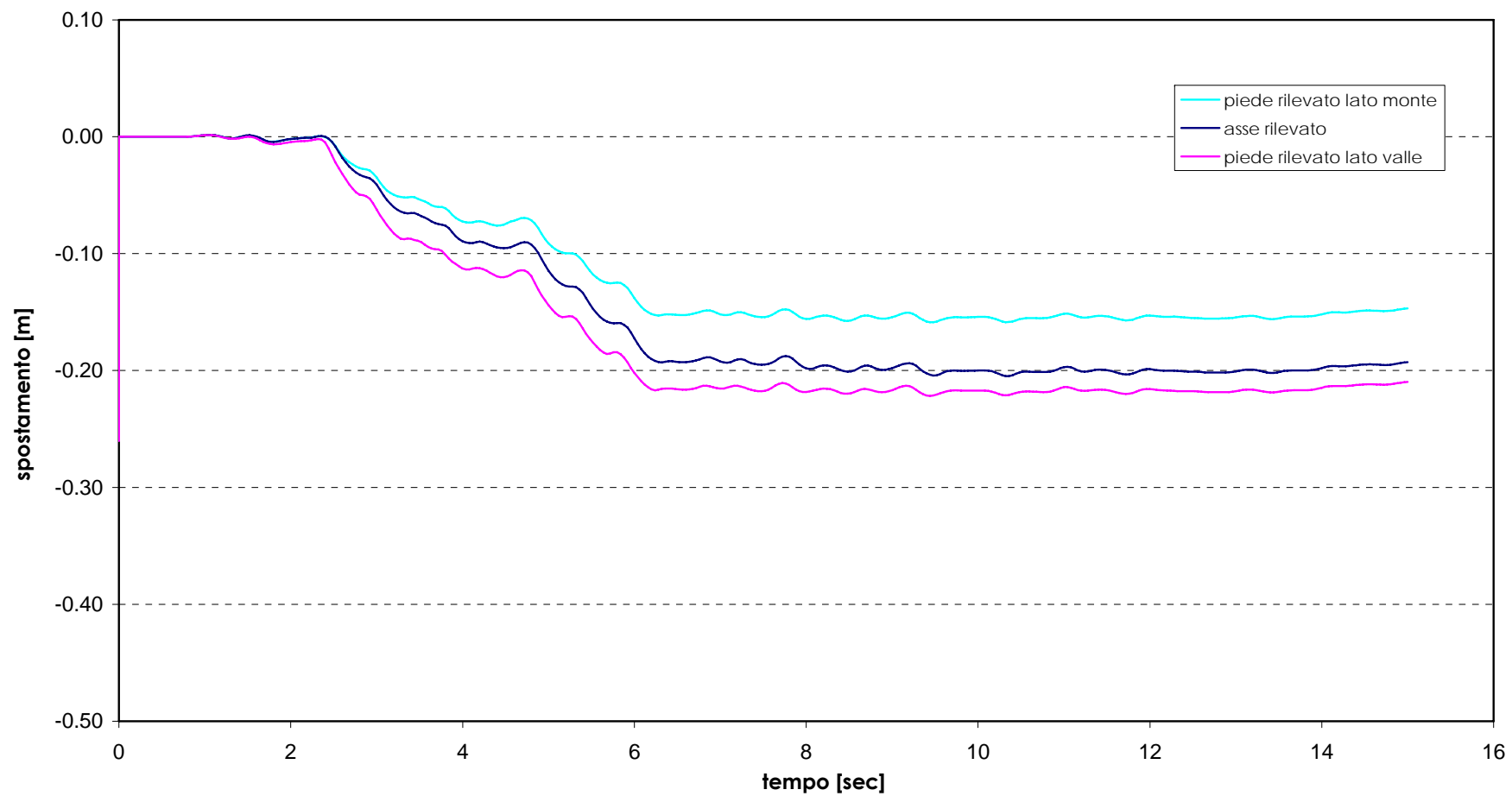


Figura 4.32c

**Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del viadotto Marinella  
- Caso 4 - Pali L=10m - Approccio 1 - Combinazione 2 (A2+M2+R1)**  
Andamento degli spostamenti nella fase sismica al piede ed in mezzeria del rilevato

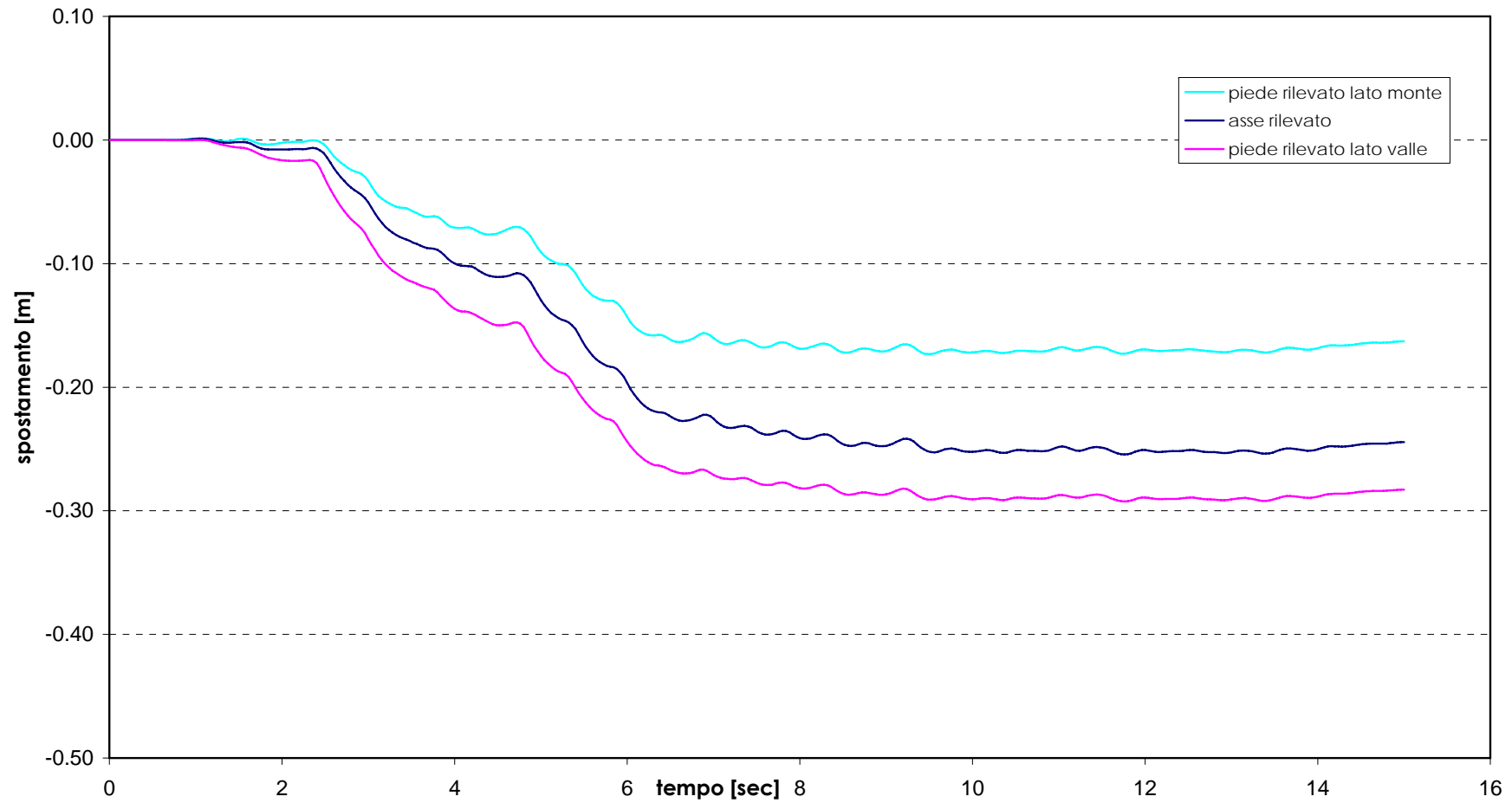
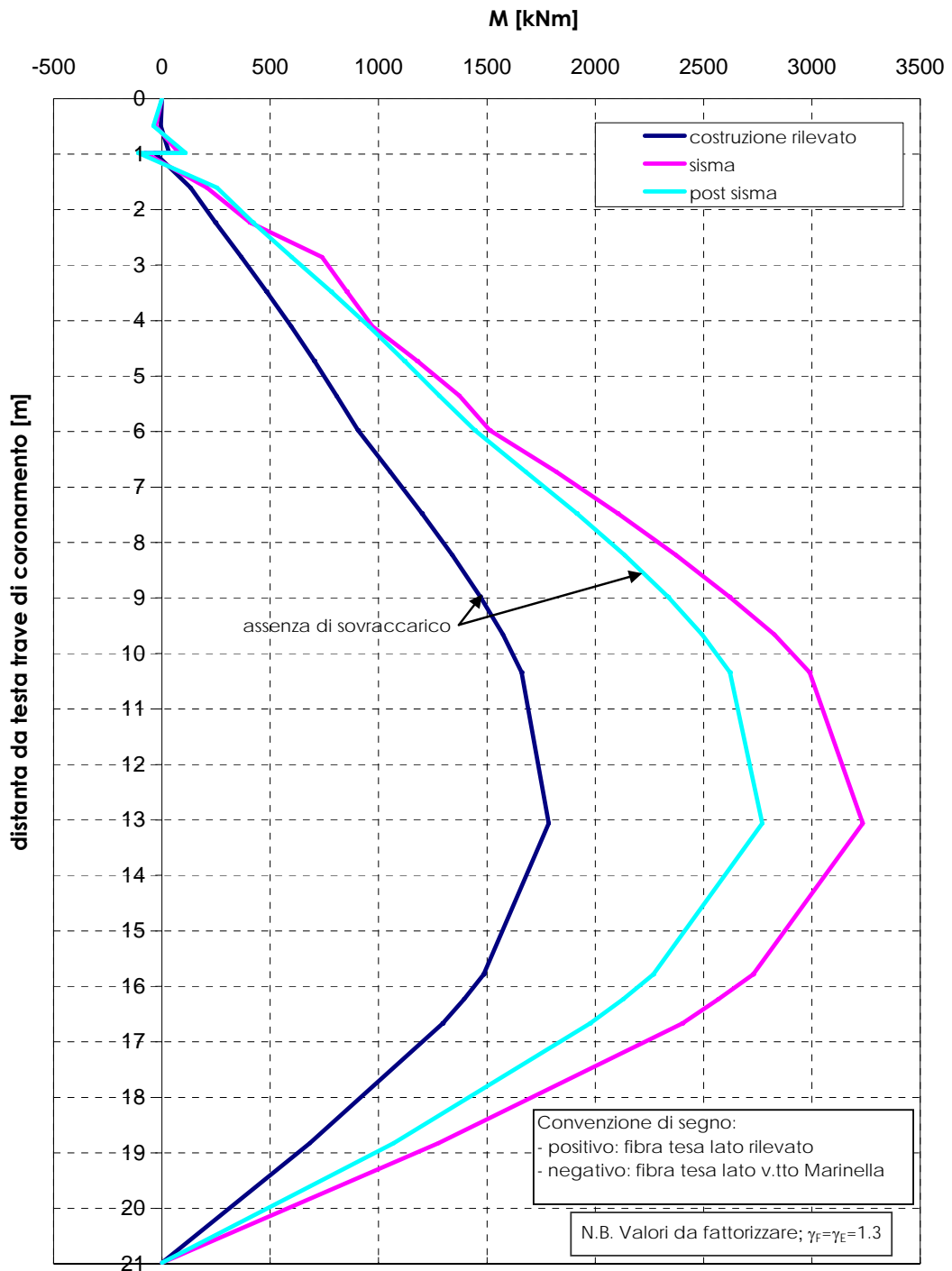


Figura 4.32d



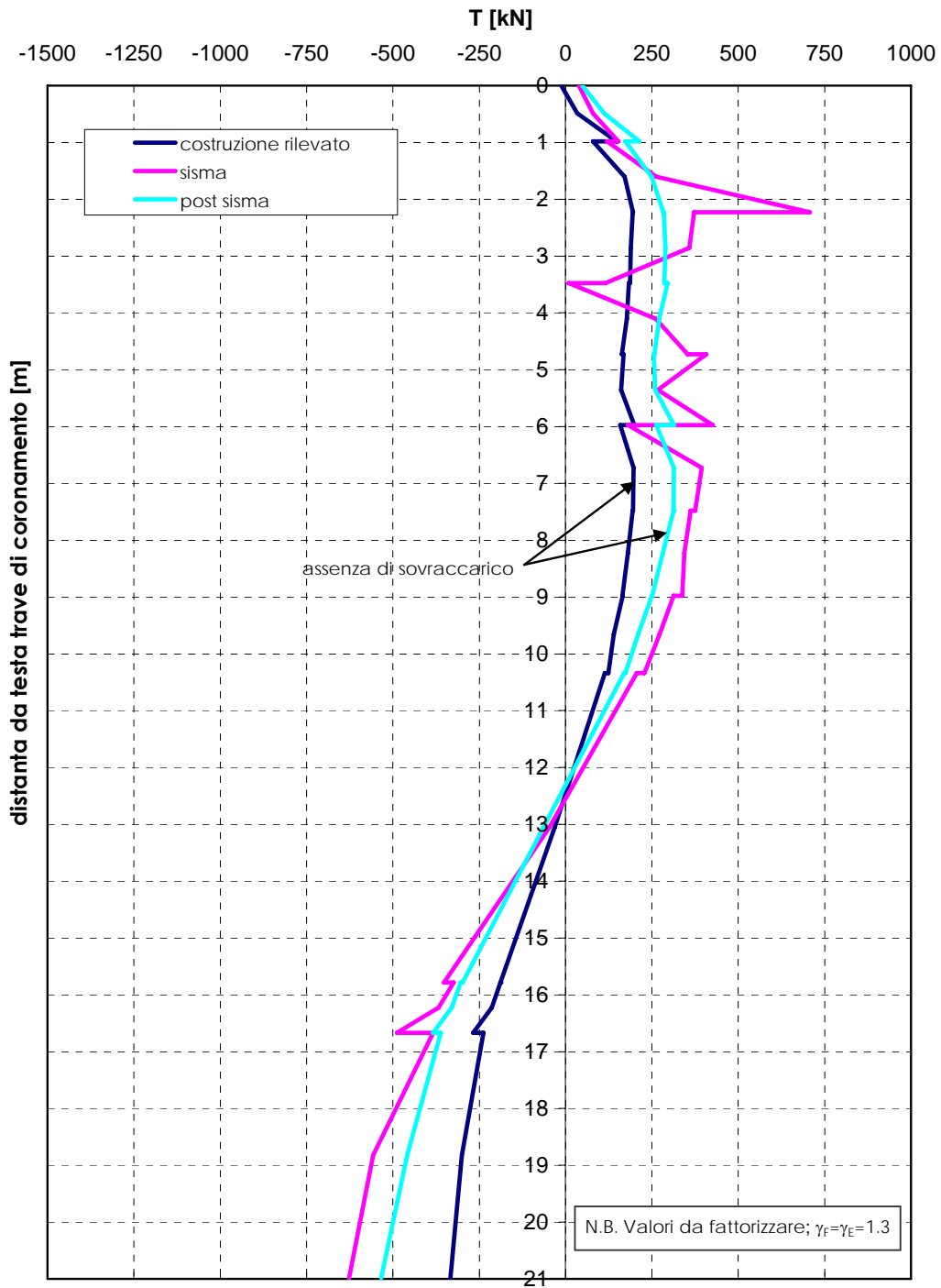
**Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del  
viadotto Marinella - Caso 5 - Setti L=20m -  
Approccio 1 - Combinazione 1 (A1+M1+R1)**  
Andamento dei momenti flettenti nei pali nelle varie fasi (pari a quelli  
di analisi per 2.25 m)



**Figura 4.33**

**Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del  
viadotto Marinella - Caso 5 - Setti L=20m -  
Approccio 1 - Combinazione 1 (A1+M1+R1)**

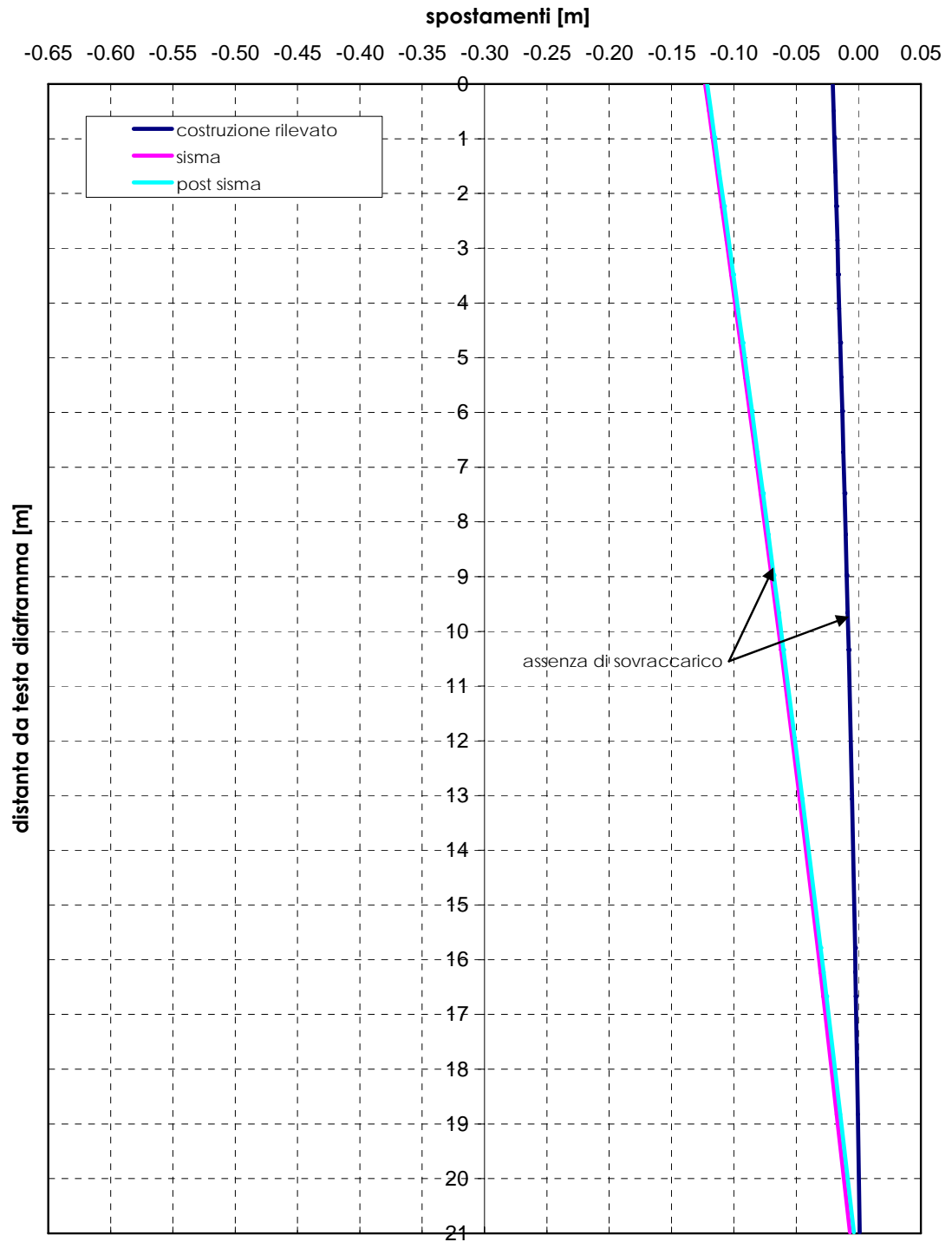
Andamento dei tagli nei pali nelle varie fasi (pari a quelli di analisi per  
2.25 m)



**Figura 4.34**

**Opera di presidio al piede del rilevato in corrispondenza del  
viadotto Marinella - Caso 5 - Setti L=20m -  
Approccio 1 - Combinazione 1 (A1+M1+R1)**

Andamento con la profondità degli spostamenti in corrispondenza di  
una verticale al piede del rilevato



**Figura 4.35**

## **APPENDICE 1**

**Validazione del modello numerico PLAXIS ai fini della propagazione del segnale  
nella fase che riproduce l'evento sismico**

Nella presente appendice vengono presentati i risultati di un'analisi di risposta sismica locale effettuata con il codice di calcolo [PLAXIS \(vers.8.6\)](#) adottando un modello numerico 2D simile a quelli utilizzati per l'analisi statica e dinamica delle opere di presidio al piede dei rilevati della bretella, previste in corrispondenza dei viadotti Cacchione e Marinella.

Scopo dell'analisi è verificare che il segnale (accelerogramma) imposto alla base del modello numerico si propaghi verso l'alto correttamente, ovvero in accordo a quanto ricavabile in un'analisi "rigorosa" 1D con il codice di calcolo [EERA](#).

Nella **Figura A1.1** viene riportata la griglia di calcolo utilizzata per la verifica di cui sopra con le relative dimensioni.

Alla base del modello numerico [PLAXIS \(vers.8.6\)](#), a profondità di 100 m dal p.c., viene imposto un accelerogramma (**Figura A1.2**) che deriva dall'analisi di risposta sismica locale con il codice di calcolo [EERA](#), partendo da un accelerogramma su suolo rigido in superficie tipo quello del Friuli, Stazione di Tolmezzo (si veda il [Doc.Rif.\[17\]](#)).

La risposta del modello numerico in superficie è riportata nella **Figura A1.3** e nella **Figura A1.4**.

La **Figura A1.3** mette a confronto l'accelerogramma ottenuto in superficie con [PLAXIS](#), in mezzeria del modello numerico, con l'accelerogramma in superficie ottenuto con [EERA](#); il confronto appare del tutto soddisfacente-

La **Figura A1.4** mette a confronto gli accelerogrammi ottenuti in superficie con [PLAXIS](#), in mezzeria e ai bordi del modello numerico; anche in questo caso il confronto è soddisfacente.

Entrambi i confronti indicano che la risposta del modello numerico [PLAXIS](#) in termini di accelerogramma in superficie non risente di effetti indotti dai confini del modello.

La **fig.A1.5** riporta il confronto tra l'andamento dei moduli di taglio iniziali di input per l'analisi con il codice di calcolo [PLAXIS](#) (modello costitutivo di [Al Tabbaa & Wood, 1989](#)), si veda il [Doc.Rif.\[16\]](#)) e quello derivante dall'analisi con il codice di calcolo [EERA](#) (modello costitutivo non lineare ed isteretico con approssimazione lineare-equivalente, si veda il [Doc.Rif.\[17\]](#)): nella stessa figura è riportato per confronto l'andamento del modulo di taglio iniziale  $G_0$  riportato nel [Doc.Rif.\[16\]](#)).

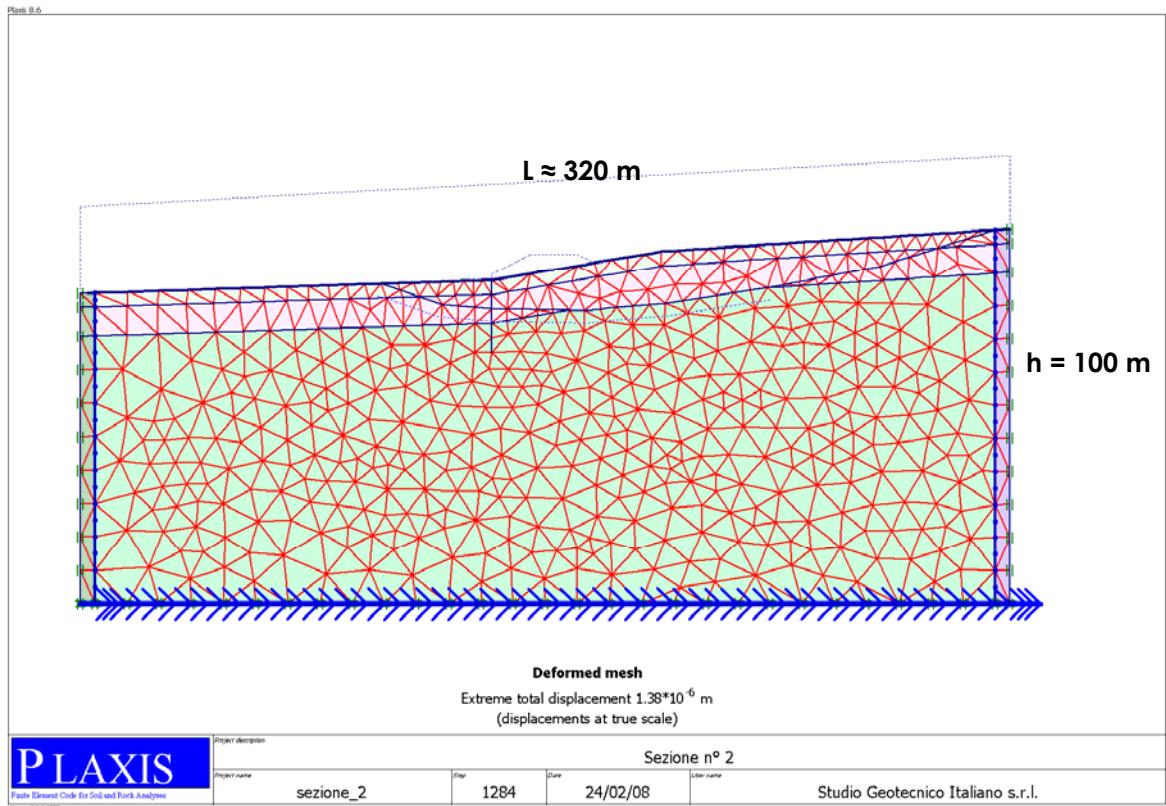


Figura A1.1

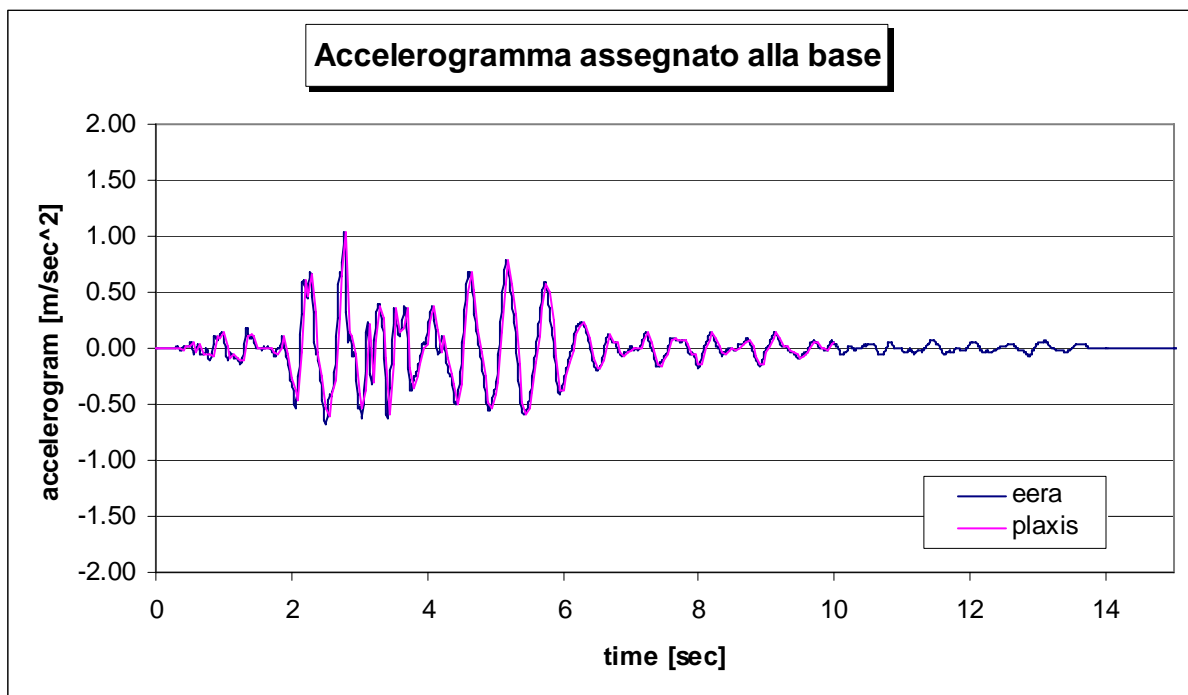


Figura A1.2

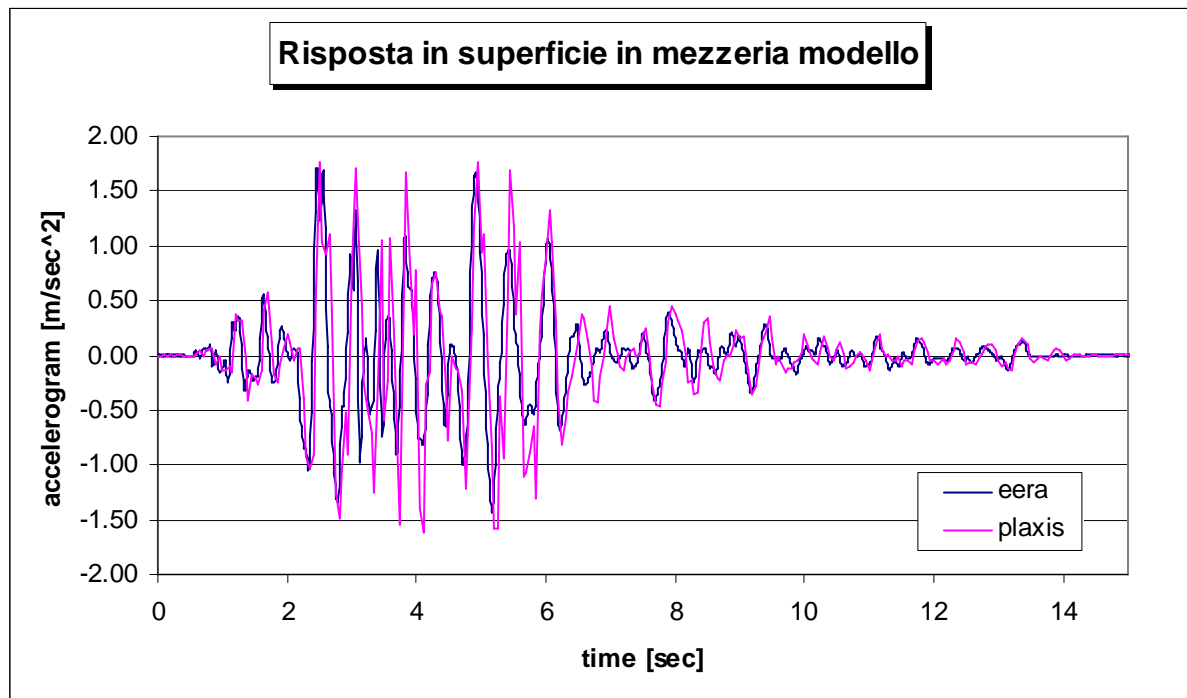


Figura A1.3

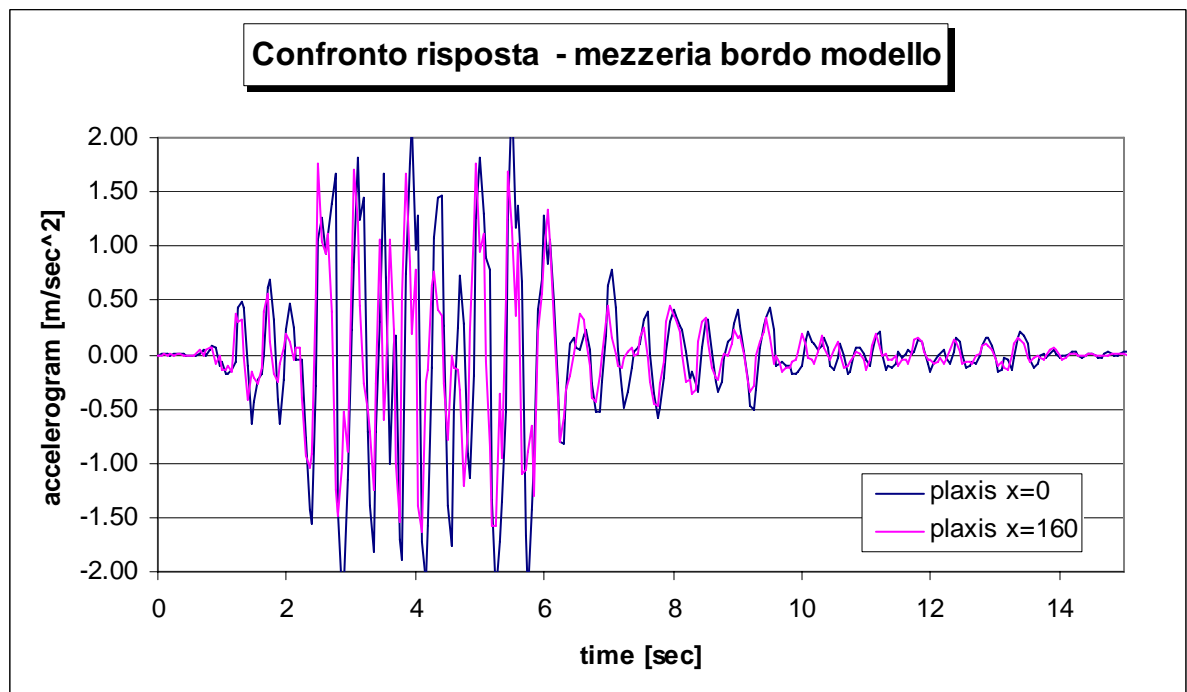


Figura A1.4

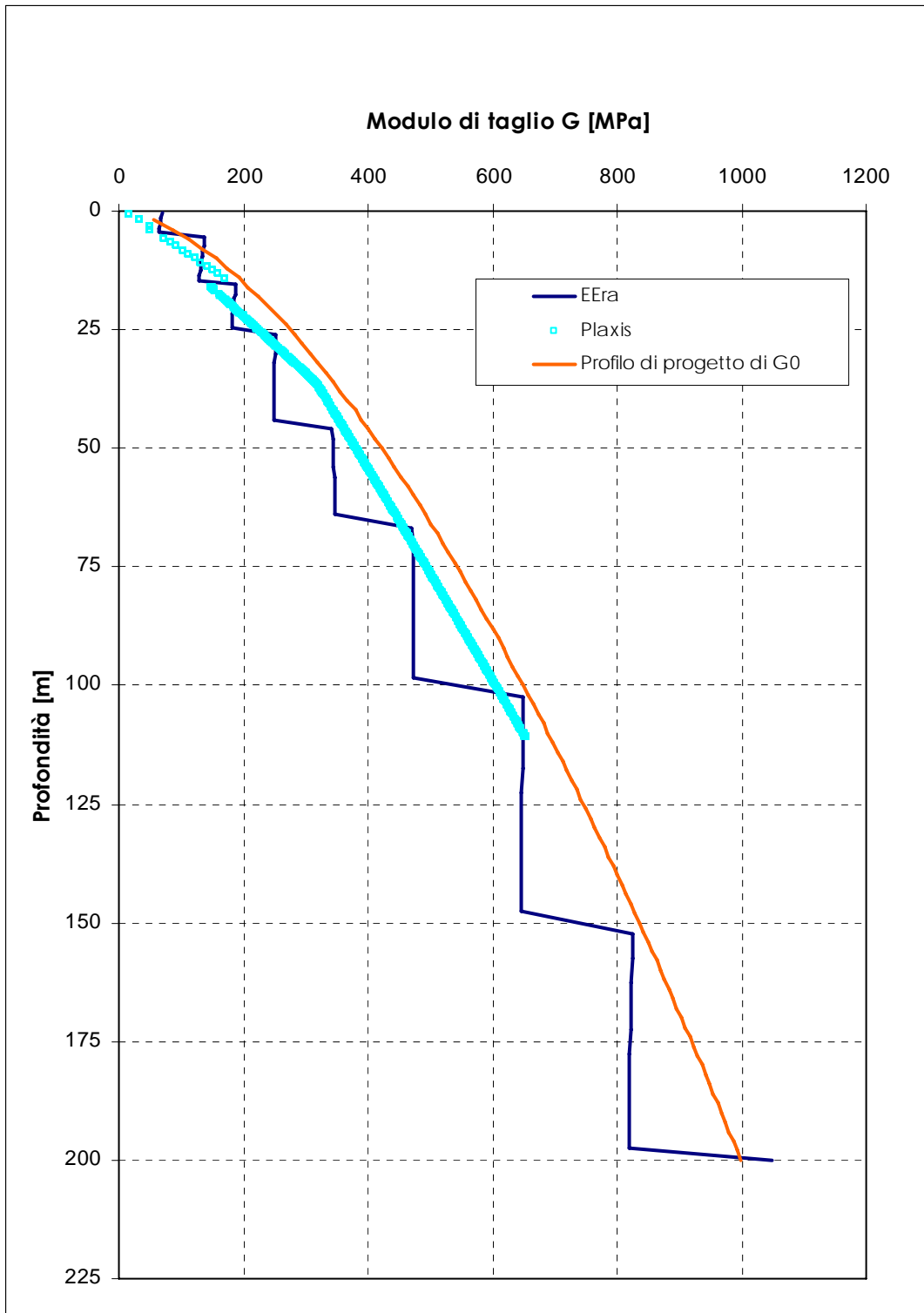


Figura A1.5