

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE OBIETTIVO N. 443/01**

**TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI PROGETTO ESECUTIVO**

**TRINCEA DI LINEA III VALICO DA PK 28+464.23 A PK 28+632  
MURO DI SOSTEGNO DA PK 28+464.23 A PK 28+481.16  
Relazione di calcolo**

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI
Consorzio <b>Cociv</b> Ing. P.P. Marcheselli	

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
I G 5 1	0 2	E	C V	C L	T R 1 2 0 5	0 0 1	A

Progettazione :								
Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
A00	Emissione	Rocksoil	19/09/2013	Rocksoil	19/09/2013	A. Palomba	19/09/2013	 Consorzio Collegamenti Integrati Veloci Dott. Ing. Aldo Mancarella Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R
		<i>[Signature]</i>		<i>[Signature]</i>		<i>[Signature]</i>		

n. Elab.:	File: IG5102ECVCLTR1205001A00
-----------	-------------------------------



# INDICE

INDICE.....	3
1. INTRODUZIONE.....	5
2. NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI.....	6
2.1. Normativa Sismica.....	6
3. MATERIALI IMPIEGATI.....	7
4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO.....	7
5. INQUADRAMENTO DELL'OPERA E PROPOSTA DI INTERVENTO.....	8
5.1. Fasi esecutive.....	10
6. METODI DI ANALISI E DI VERIFICA.....	11
6.1. Calcolo della spinta sul muro.....	11
6.2. Verifica a ribaltamento.....	12
6.3. Verifica a scorrimento.....	13
6.4. Verifica al carico limite.....	13
6.5. Verifiche statiche.....	17
6.6. Parametri geotecnici.....	18
6.7. Modello di calcolo.....	19
6.8. Condizioni di carico.....	21
6.8.1. Peso proprio delle strutture.....	21
6.8.2. Spinta del terreno.....	21
6.8.3. Sovraccarico accidentale.....	22
6.8.4. Carico sismico.....	23
6.8.5. Combinazioni di carico.....	26
7. VERIFICA DELLE SEZIONI PROGETTUALI.....	27
7.1. Verifiche geotecniche.....	27
7.1.1. Verifica al ribaltamento.....	27
7.1.2. Verifica a carico limite.....	28
7.1.3. Verifica a scorrimento.....	28
7.2. Verifiche strutturali.....	30
8. CONCLUSIONI.....	37
9. ALLEGATI.....	38

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



IG5102ECVCLTR1205001A00

Foglio  
4 di 43

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5102ECVCLTR1205001A00 <div style="float: right;">Foglio 5 di 43</div>

## 1. INTRODUZIONE

Nella presente relazione sono illustrate le scelte progettuali e le verifiche di dimensionamento del muro in c.a. in adiacenza all'imbocco Nord della Galleria di Valico, nell'ambito dei lavori di realizzazione della linea AV/AC del Terzo Valico dei Giovi - Milano-Genova. In particolare l'opera in esame è collegata allo scatolare della galleria artificiale (WBS GA1J) e si sviluppa per 17 m circa (da pk 28+464.23 a pk 28+481.16).

Le analisi sono state condotte in assenza di spinta idrostatica, dato che il livello piezometrico si trova al di sotto del piano di scavo e sono previste opportune opere di drenaggio a tergo dell'opera.

L'opera ricade in zona sismica classificata come "zona 4". Nel seguito la progettazione è conforme a quanto previsto dall'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n°3274 del 20/03/2003.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	IG5102ECVCLTR1205001A00 <span style="float: right;">Foglio 6 di 43</span>

## 2. NORMATIVE E RACCOMANDAZIONI

Il dimensionamento e la verifica degli elementi strutturali sono stati svolti nel rispetto delle norme vigenti riportate nel seguente elenco:

- L. 5/11/1971 n. 1086 : “Norme per la disciplina delle opere in cemento armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- D.M. 11/03/1988: “Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.
- Circ. Min. 24/9/1988 n. 30483: “Norme tecniche per terreni e fondazioni: istruzioni applicative del D.M. 11/3/1988”.
- D.M. 9/01/1996: “Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche” .
- Circ. Min. 15/10/1996 n. 252: “Istruzioni relative alle Norme tecniche per il calcolo, l’esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche”.
- D.M. 16/01/1996: “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi”.
- Circ. Min 4/07/1996 n. 156 STC: “Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi”.
- EC2\_UNI-ENV-1992 : “Progettazione Strutture in c.a.”
- EC3\_UNI-ENV-1993 : “Progettazione delle strutture in acciaio”.
- EC7\_UNI-ENV-1997 : “Progettazione geotecnica”
- EC8\_UNI-ENV-1998 : “Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture”
- Raccomandazioni AICAP (Maggio 1993): “Ancoraggi nei terreni e nelle rocce”.
- Associazione Geotecnica Italiana “Aspetti geotecnica della progettazione in zona sismica – Linee guida” Patron Editore, Bologna. Ed. provvisoria marzo 2005.
- ISO 23469 “Bases for design of structures — Seismic actions for designing geotechnical works” First edition 2005-11-15.

### 2.1. Normativa Sismica

Il calcolo è svolto con il procedimento pseudo-statico, in cui l’azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali date dal prodotto delle forze di gravità per un coefficiente sismico, come previsto dall’Ordinanza Ministeriale n°3274. Saranno seguite inoltre le prescrizioni dell’Eurocodice 8 (Appendice E).

### 3. MATERIALI IMPIEGATI

Acciaio per armature:	B450C controllato in stabilimento
Calcestruzzo strutturale	Soletta di fondazioni C25/30, Tipo CEM III-V, XC2, S4 Elevazione C32/40, Tipo CEM III-V, XF1, S4
Magrone di pulizia di sottofondo	Rm $\geq$ 15 MPa, Tipo CEM I-V, X0

Le verifiche strutturali sono condotte mediante il metodo delle tensioni ammissibili, considerando sempre a favore di sicurezza una classe di CLS pari alla C25/30; nel seguito si indicano i valori di resistenza di progetto per i vari materiali.

Acciaio B450C	$\sigma_{amm} = 160$ MPa (*)
Calcestruzzo strutturale armato C25/30	$\sigma_{amm} = 9.70$ MPa $\tau_{c0} = 0.60$ MPa $\tau_{c1} = 1.83$ MPa
Calcestruzzo strutturale armato C32/40	$\sigma_{amm} = 12.25$ MPa $\tau_{c0} = 0.73$ MPa $\tau_{c1} = 2.11$ MPa

(\*) In condizioni sismiche o in condizioni di esercizio con verifica a fessurazione  $\sigma_{amm} = 255$  MPa

### 4. INQUADRAMENTO GEOLOGICO E GEOTECNICO

Per le indicazioni riguardanti l'inquadramento geologico e geomorfologico dell'area in esame si rimanda alle relazioni specifiche. I parametri geotecnici adottati sono riportati al §6.6.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p style="text-align: center;">IG5102ECVCLTR1205001A00</p> <p style="text-align: right;">Foglio 8 di 43</p>

## 5. INQUADRAMENTO DELL'OPERA E PROPOSTA DI INTERVENTO

L'opera in esame fa parte dei lavori necessari al sostegno e al ripristino del pendio naturale a lato della linea ferroviaria all'interno della WBS TR12; in particolare questa relazione tratta dei primi 17 m di sviluppo dei muri di sostegno, in cui l'altezza del paramento va da un massimo di 11.37 m ad un minimo di circa 7 m e si attesta su una platea di fondazione, di spessore 1.6÷1.4 m, costruita in continuità alla fondazione della galleria artificiale che la precede. Questa scelta progettuale è stata determinata per creare appositi vincoli alla struttura in modo da evitare eccessivi spostamenti o rischio di problematiche geotecniche la cui soluzione avrebbe richiesto interventi alternativi. La lunghezza dello sviluppo della platea al di sotto dei binari è stato valutato al fine di evitare cedimenti differenziali alla sovrastruttura ferroviaria.

In particolare l'opera risulterà verificata a carico limite e a ribaltamento secondo le normative esaminate, mentre per essere verificata allo scorrimento si predispone un'adeguata armatura di collegamento che crei un vincolo alla traslazione, in direzione ortogonale allo sviluppo della linea, in aggiunta all'attrito terreno-fondazione.

Lo spessore del paramento in testa è costante e pari a 50 cm, scendendo con una pendenza di 1/10 e arriva a spessori massimi di circa 160 cm nella parte più alta e 110 cm nella parte più bassa. Si riportano di seguito uno stralcio della pianta e della sezione al collegamento con il portale della galleria artificiale.

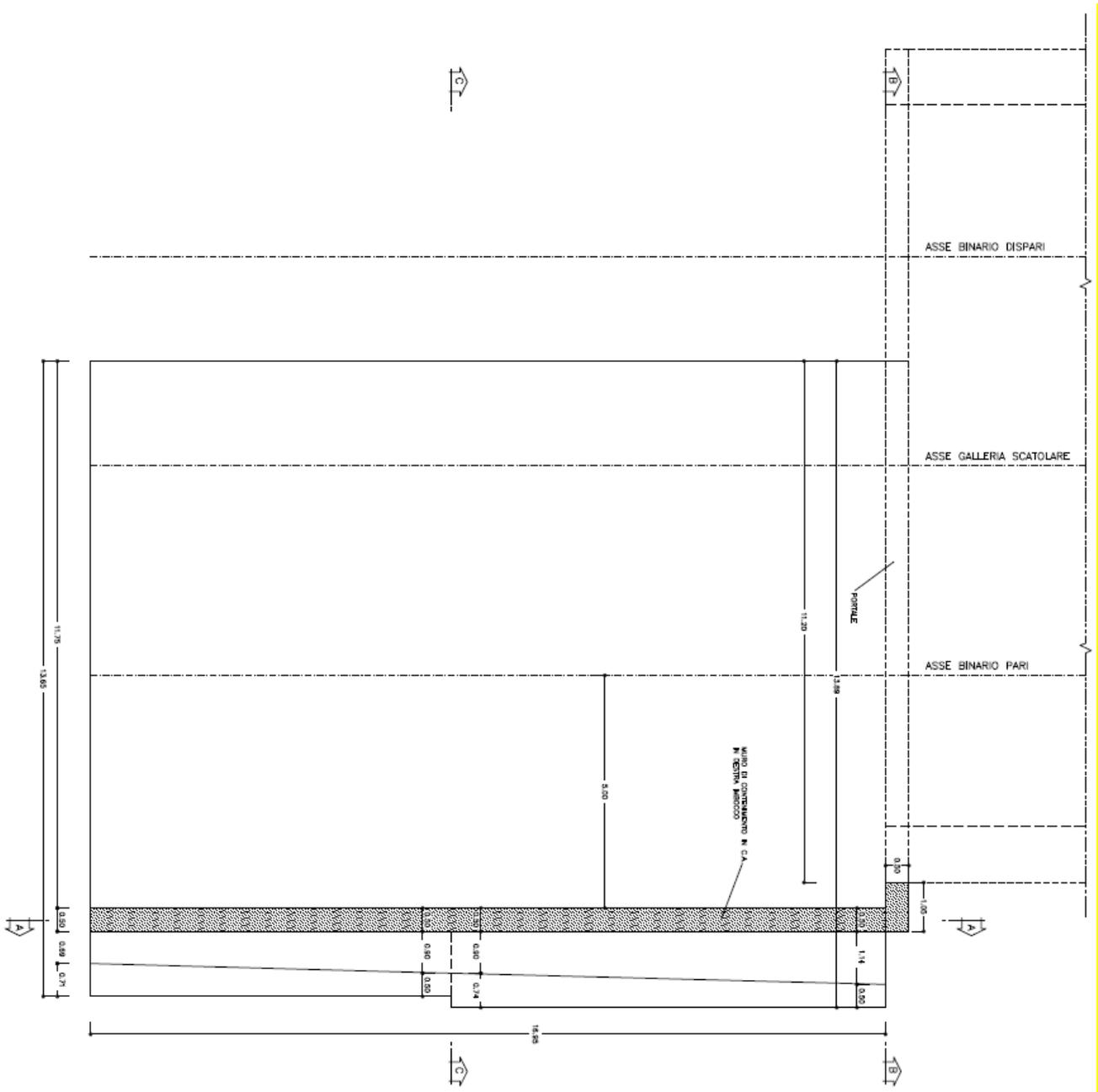


Figura 5-1. Pianta

SEZIONE B-B  
SCALA 1:50

SEZIONE TRASVERSALE

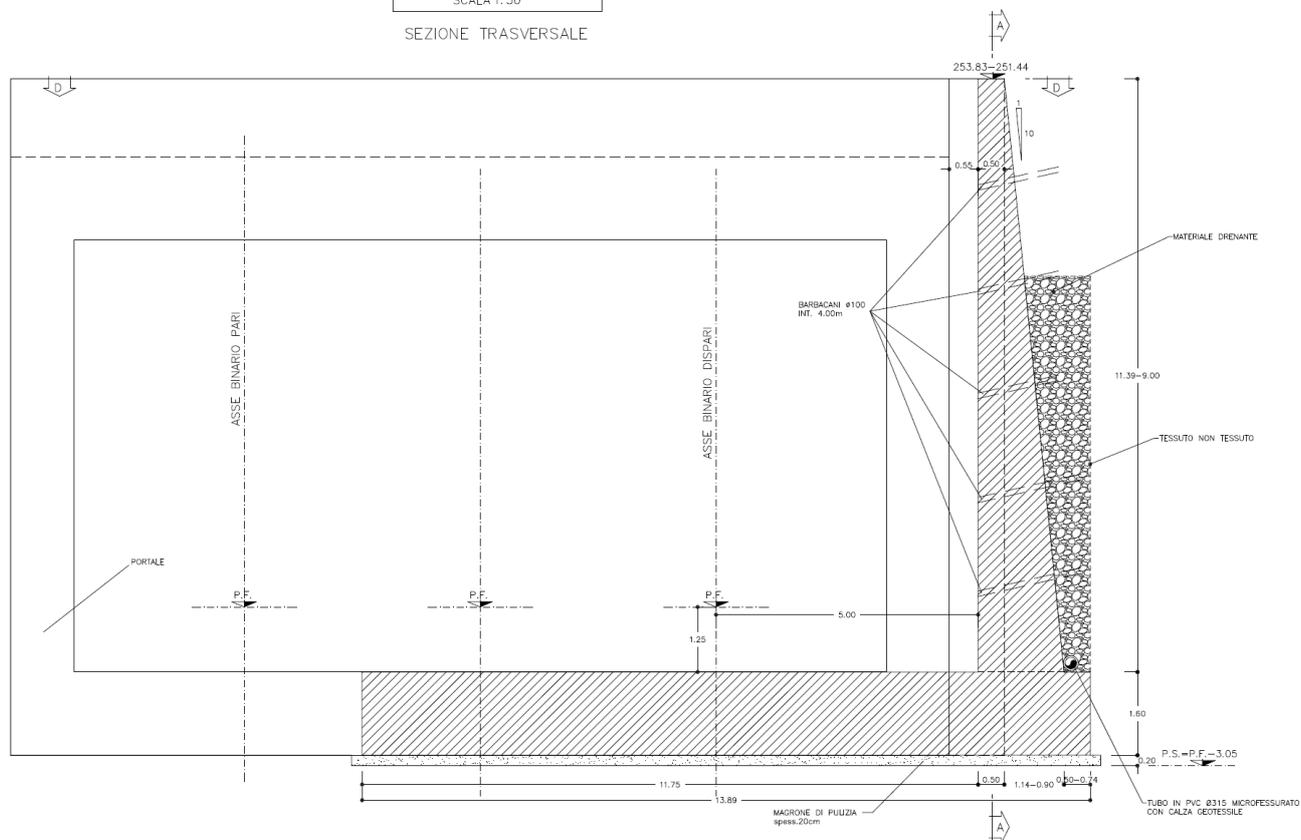


Figura 5-2. Sezione trasversale

### 5.1. Fasi esecutive

Per le fasi esecutive dell'imbocco si rimanda alla relazione specifica, mentre la realizzazione del muro prevede i seguenti interventi:

- Esecuzione scavi provvisionali lato monte
- Getto della platea di fondazione a filo della fondazione dello scatolare e creazione del collegamento tra le due solette mediante specifica armatura di frettaggio
- Getto del paramento a sezione variabile
- Ritombamento lato monte

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVCLTR1205001A00	Foglio 11 di 43

## 6. METODI DI ANALISI E DI VERIFICA

L'analisi dell'opera di sostegno si basa su ipotesi di calcolo che tengono in conto i prevedibili spostamenti manufatto-terreno, l'inclinazione del piano campagna e le caratteristiche meccaniche dei terreni di fondazione e di riempimento a tergo.

Il muro deve soddisfare le seguenti verifiche:

- verifica a ribaltamento;
- verifica a scorrimento del muro sul piano di posa;
- verifica della stabilità complesso fondazione terreno (carico limite);
- verifiche strutturali

Si riportano di seguito i principi del calcolo della spinta sull'opera e delle verifiche geotecniche, mentre si rimanda al §6.7 per il modello di calcolo adottato e al §6.8 per le condizioni di carico analizzate.

Le verifiche statiche sono state svolte con il metodo delle tensioni ammissibili.

### 6.1. Calcolo della spinta sul muro

La spinta esercitata su un muro di altezza  $H$  è valutata secondo la teoria di Coulomb.

Per un terrapieno di peso specifico  $\gamma$  la spinta è espressa dalla seguente relazione:

$$S_t = \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot K_a \cdot H^2 - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a} \cdot H$$

In presenza di un sovraccarico uniforme  $q$ , alla spinta del terrapieno si somma la spinta dovuta al sovraccarico  $q$  secondo la relazione:

$$S_q = q \cdot K_a \cdot H$$

In entrambe le relazioni il coefficiente di spinta attiva  $K_a$  è determinabile con la formula di Muller – Breslau:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi'_{t,d} - \beta)}{\cos^2 \beta \cdot \cos(\delta_d + \beta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi'_{t,d} + \delta_d) \cdot \sin(\varphi'_{t,d} - \varepsilon)}{\cos(\varepsilon - \beta) \cdot \cos(\delta_d + \beta)}} \right]^2}$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVCLTR1205001A00	Foglio 12 di 43

In condizioni sismiche la spinta è calcolata secondo le seguenti espressioni:

$$S_t = \left[ \frac{1}{2} \cdot \gamma_t \cdot K_a \cdot H^2 - 2 \cdot c' \cdot \sqrt{K_a} \cdot H \right] \cdot (1 - k_v)$$

$$S_q = q \cdot K_a \cdot H \cdot (1 - k_v)$$

dove il coefficiente di spinta attiva  $K_a$  è determinabile con la formula di Mononobe – Okabe:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi'_{t,d} - \theta - \beta)}{\cos \theta \cdot \cos^2 \beta \cdot \cos(\delta_d + \beta + \theta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi'_{t,d} + \delta_d) \cdot \sin(\varphi'_{t,d} - \theta - \varepsilon)}{\cos(\varepsilon - \beta) \cdot \cos(\delta_d + \beta + \theta)}} \right]^2}$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right)$$

Oltre alla spinta del terreno e del sovraccarico, in fase sismica occorre tener conto anche delle forze d'inerzia verticali ed orizzontali legate alle masse:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

dove  $W$  è il peso del muro, e dell'eventuale terreno e carichi accidentali sovrastanti la mensola.

I coefficienti  $k$  sono calcolati secondo le seguenti formule di normativa:

$$K_h = \frac{S \cdot a_g}{r}$$

$$K_v = 0.5 \cdot K_h$$

## 6.2. Verifica a ribaltamento

La verifica a ribaltamento consiste nel determinare il momento risultante di tutte le forze che tendono a fare ribaltare il muro (momento ribaltante  $M_R$ ) e il momento risultante di tutte le forze che tendono a stabilizzare il muro (momento stabilizzante  $M_S$ ) rispetto allo spigolo a valle della fondazione e verificare che il rapporto  $M_S/M_R$  sia maggiore di un determinato coefficiente di sicurezza  $\eta$ .

La Normativa impone che sia  $\eta \geq 1.5$ . Deve quindi essere verificata la seguente disequaglianza

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVCLTR1205001A00 <span style="float: right;">Foglio 13 di 43</span>

$$\frac{M_S}{M_R} \geq 1.5$$

Il momento ribaltante  $M_r$  è dato dalla componente orizzontale della spinta  $S$ , dalle forze di inerzia del muro e del terreno gravante sulla fondazione di monte (caso di presenza di sisma) per i rispettivi bracci. Nel momento stabilizzante interviene il peso del muro (applicato nel baricentro) ed il peso del terreno gravante sulla fondazione. Per quanto riguarda invece la componente verticale della spinta essa sarà stabilizzante se l'angolo d'attrito terra-muro  $\delta$  è positivo, ribaltante se  $\delta$  è negativo.

### 6.3. Verifica a scorrimento

Per la verifica a scorrimento del muro lungo il piano di fondazione deve risultare che la somma di tutte le forze parallele al piano di posa che tendono a fare scorrere il muro deve essere inferiore di tutte le forze, parallele al piano di scorrimento, che si oppongono allo scivolamento, secondo un certo coefficiente di sicurezza. In particolare, la normativa richiede che il rapporto fra la risultante delle forze resistenti allo scivolamento  $F_r$  e la risultante delle forze che tendono a fare scorrere il muro  $F_s$  sia

$$\frac{F_r}{F_s} \geq 1.3$$

Le forze che intervengono nella  $F_s$  sono: la componente della spinta parallela al piano di fondazione e la componente delle forze d'inerzia parallela al piano di fondazione.

La forza resistente è data dalla resistenza d'attrito e dalla resistenza per adesione lungo la base della fondazione. Detta  $N$  la componente normale al piano di fondazione del carico totale gravante in fondazione e indicando con  $\delta_f$  l'angolo d'attrito terreno-fondazione, con  $c_a$  l'adesione terreno-fondazione e con  $B_r$  e  $L_r$  le dimensioni della fondazione reagente, la forza resistente può esprimersi come

$$F_r = N \operatorname{tg} \delta_f + c_a B_r L_r$$

Per quanto riguarda l'angolo d'attrito terra-fondazione,  $\delta_f$ , in questo caso è assunto pari all'angolo d'attrito del terreno di fondazione;  $c_a$  è posto cautelativamente pari al 50% della coesione minima della fondazione.

### 6.4. Verifica al carico limite

Il rapporto fra il carico limite in fondazione e la componente normale della risultante dei carichi trasmessi dal muro sul terreno di fondazione deve essere superiore a  $\eta_q$ . Cioè, detto  $Q_u$ , il carico limite e  $R$  la risultante verticale dei carichi in fondazione, deve essere:

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVCLTR1205001A00	Foglio 14 di 43

$$\frac{Q_u}{R} \geq \eta_q$$

La Normativa Italiana (D.M. 1988) impone che  $\eta_q > 2.0$

Le espressione di Hansen utilizzata per il calcolo della capacità è la seguente:

$$q_u = cN_c s_c d_c i_c g_c b_c + qN_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5B\gamma N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

in cui  $d_c, d_q, d_\gamma$ , sono i fattori di profondità;  $s_c, s_q, s_\gamma$ , sono i fattori di forma;  $i_c, i_q, i_\gamma$ , sono i fattori di inclinazione del carico;  $b_c, b_q, b_\gamma$ , sono i fattori di inclinazione del piano di posa;  $g_c, g_q, g_\gamma$ , sono i fattori che tengono conto del fatto che la fondazione poggia su un terreno in pendenza.

I fattori  $N_c, N_q, N_\gamma$  sono espressi come:

$$N_q = e^{\pi \text{tg} \phi} K_p$$

$$N_c = (N_q - 1) \text{ctg} \phi$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \text{tg} \phi$$

I vari fattori che compaiono nell'espressione del carico ultimo sono ricavabili mediante le relazioni seguenti.

#### Fattori di forma

$$\text{per } \phi=0 \quad s_c = 0.2 \frac{B}{L}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L} \text{tg} \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

### Fattori di profondità

Si definisce il parametro  $k$  come e

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} \leq 1$$

$$k = \text{arctg} \frac{D}{B} \quad \text{se} \quad \frac{D}{B} > 1$$

I vari coefficienti si esprimono come

$$\text{per } \phi=0 \quad d_c = 0.4k$$

$$\text{per } \phi>0 \quad d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \text{tg} \phi (1 - \sin \phi)^2 k$$

$$\gamma = 1$$

### Fattori di inclinazione del carico

$$\text{per } \phi = 0 \quad i_c = 1/2 \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}} \right)$$

$$\text{per } \phi > 0 \quad i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left( 1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \text{ctg} \phi} \right)^5$$

$$\text{per } \eta = 0 \quad i_\gamma = \left( 1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \text{ctg} \phi} \right)^5$$

$$\text{per } \eta > 0 \quad i_\gamma = \left( 1 - \frac{(0.7 - \eta^\circ / 450^\circ) H}{V + A_f c_a \text{ctg} \phi} \right)^5$$

Indicando con  $V$  e  $H$  le componenti del carico rispettivamente perpendicolare e parallela alla base e con  $A_f$  l'area efficace della fondazione ottenuta come  $A_f = B \cdot xL'$  ( $B'$  e  $L'$  sono legate alle dimensioni

effettive della fondazione  $B$ ,  $L$  e all'eccentricità del carico  $e_B$ ,  $e_L$  dalle relazioni  $B' = B - 2e_B$   $L' = L - 2e_L$ ) e con  $\eta$  l'angolo di inclinazione della fondazione espresso in gradi ( $\eta=0$  per fondazione orizzontale), i fattori di inclinazione del carico si esprimono come riportato nel modo seguente:

Fattori di inclinazione del piano di posa della fondazione

$$\text{per } \phi=0 \quad b_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$b_q = e^{-2\eta \text{tg} \phi}$$

$$b_\gamma = e^{-2.7\eta \text{tg} \phi}$$

Fattori di inclinazione del terreno

Indicando con  $\beta$  la pendenza del pendio i fattori  $g$  si ottengono dalle espressioni seguenti:

$$\text{per } \phi=0 \quad g_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

$$\text{per } \phi>0 \quad g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0.05 \text{tg} \beta)^\beta$$

Per poter applicare la formula di Hansen devono risultare verificate le seguenti condizioni:

$$H < V \text{tg} \delta + A_f c_a$$

$$\beta \leq \phi$$

$$i_q, i_\gamma > 0$$

$$\beta + \eta \leq 90^\circ$$

## 6.5. Verifiche statiche

Le verifiche statiche sono state svolte con il metodo delle tensioni ammissibili, considerando i seguenti valori delle tensioni ammissibili:

Acciaio B450C	$\sigma_{amm}=160 \text{ MPa}$ $\sigma_{amm}=255 \text{ MPa}$ (con verifica a fessurazione)
Calcestruzzo strutturale armato C25/30	$\sigma_{amm}=9.75 \text{ Mpa}$ $\tau_{c0} = 0.60 \text{ Mpa}$ $\tau_{c1} = 1.80 \text{ Mpa}$

La verifica a fessurazione è stata svolta secondo il D.M.L.P. 09/07/96.

Secondo tale normativa, in funzione della classe di esposizione (ambiente poco aggressivo), si ritengono accettabili aperture fessurative minori di 0.2 mm. In questo caso poiché il copriferro è pari a 5 cm > 1.5\*c<sub>min</sub> (con c<sub>min</sub> = 2.5 cm), è ammesso un aumento del limite di apertura delle fessure. Il limite di apertura w<sub>k</sub> sarà pari a

$$0.2 * 1.5 = 0.3 \text{ mm.}$$

Si considera quindi:

$$M_f \text{ II} = W_i * f_{cfm}$$

dove

$$f_{cfm} = 1.2 * 0.27 (Rck)^{2/3} \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

L'apertura delle fessure vale:

$$w_k = 1.7 * w_m = 1.7 * s_{rm} * \varepsilon_{sm}$$

dove:

$$s_{rm} = 2(c+s/10) + k_2 k_3 \Phi / \rho_r$$

$$\varepsilon_{sm} = \sigma_s / E_s (1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)^2)$$

dove:

c = copriferro netto armatura tesa

s = interasse tra i ferri

k<sub>2</sub> = 0.4 per barre ad aderenza migliorata

k<sub>3</sub> = 0.125 per diagramma delle s triangolare, dovuto a flessione o pressoflessione

- $\Phi$  = diametro delle barre  
 $\rho_r = A_s/A_{c\text{ eff}}$   
 $\sigma_s =$  tensione dell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la combinazione di azioni considerata  
 $\sigma_{sr} =$  tensione dell'acciaio calcolata nella sezione fessurata per la sollecitazione corrispondente al raggiungimento della resistenza a trazione  $f_{ctm}$  nella fibra di calcestruzzo più sollecitata nella sezione interamente reagente.  
 $\beta_1 = 1$  per barre ad aderenza migliorata  
 $\beta_2 = 0.5$  nel caso di azioni di lunga durata o ripetute.

Per quanto riguarda le verifiche a taglio, le tensioni tangenziali sono calcolate come:

$$\tau = \frac{T}{0,9 \cdot b \cdot d}$$

con:

T = taglio agente sulla sezione;

b = larghezza della sezione (1 m)

d = altezza utile della sezione

## 6.6. Parametri geotecnici

Secondo quanto riportato nella specifica relazione geotecnica, l'opera in esame si attesta sullo strato più superficiale e alterato della Formazione di Costa Areasa. I parametri adottati per il calcolo sono riportati nella tabella sottostante.

Unità	Litologia	$\gamma$	$c'$	$\phi$	E	$\nu$
[-]	[-]	[KN/m <sup>3</sup> ]	[KPa]	[°]	[MPa]	[-]
R	Riporto	20	0	35	-	0.3
FC <sub>3</sub>	Formazione di Costa Areasa (strato molto alterato)	23	15*	27	60	0.3

\*Cautelativamente è stata considerata una coesione pari alla metà del valore minimo del range riportato in relazione geotecnica.

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVCLTR1205001A00	Foglio 19 di 43

## 6.7. Modello di calcolo

Per studiare al meglio il comportamento tridimensionale di quest'opera è stato modellato il muro con un programma agli elementi finiti (SAP 2000), tramite elementi shell di dimensione variabile, schematizzando l'interazione terreno-struttura mediante molle non lineari reagenti solo a compressione. La rigidezza di tali supporti è calcolata secondo la formula di Bowles:

$$K = \frac{E_t}{B \cdot (1 - \nu^2) \cdot I_w}$$

Nel caso in esame i valori da inserire nella formula sono:

Modulo elastico del terreno	$E_t=60$ MPa
Modulo di Poisson	$\nu = 0.30$ ,
Dimensione minima della fondazione	$B = 17$ m
Coefficiente di forma (fond. quadrata e flessibile)	$I_w = 0.95$ m

Pertanto il coefficiente è pari a:  $k= 4082$  kN/m<sup>3</sup>

Ai fini del calcolo si considera una costante elastica laterale pari a 5000 kN/m<sup>3</sup>.

Il modello, composto da 486 nodi e 442 shell, risulta vincolato in direzione longitudinale (direzione della linea ferroviaria) in virtù della presenza effettiva delle strutture di fondazioni presenti, e in direzione trasversale alla linea in quanto risulta verificato lo scorrimento dell'opera sommando il contributo attritivo della fondazione e quello dell'armatura di frettaggio ancorata al solettone della galleria artificiale d'imbocco.

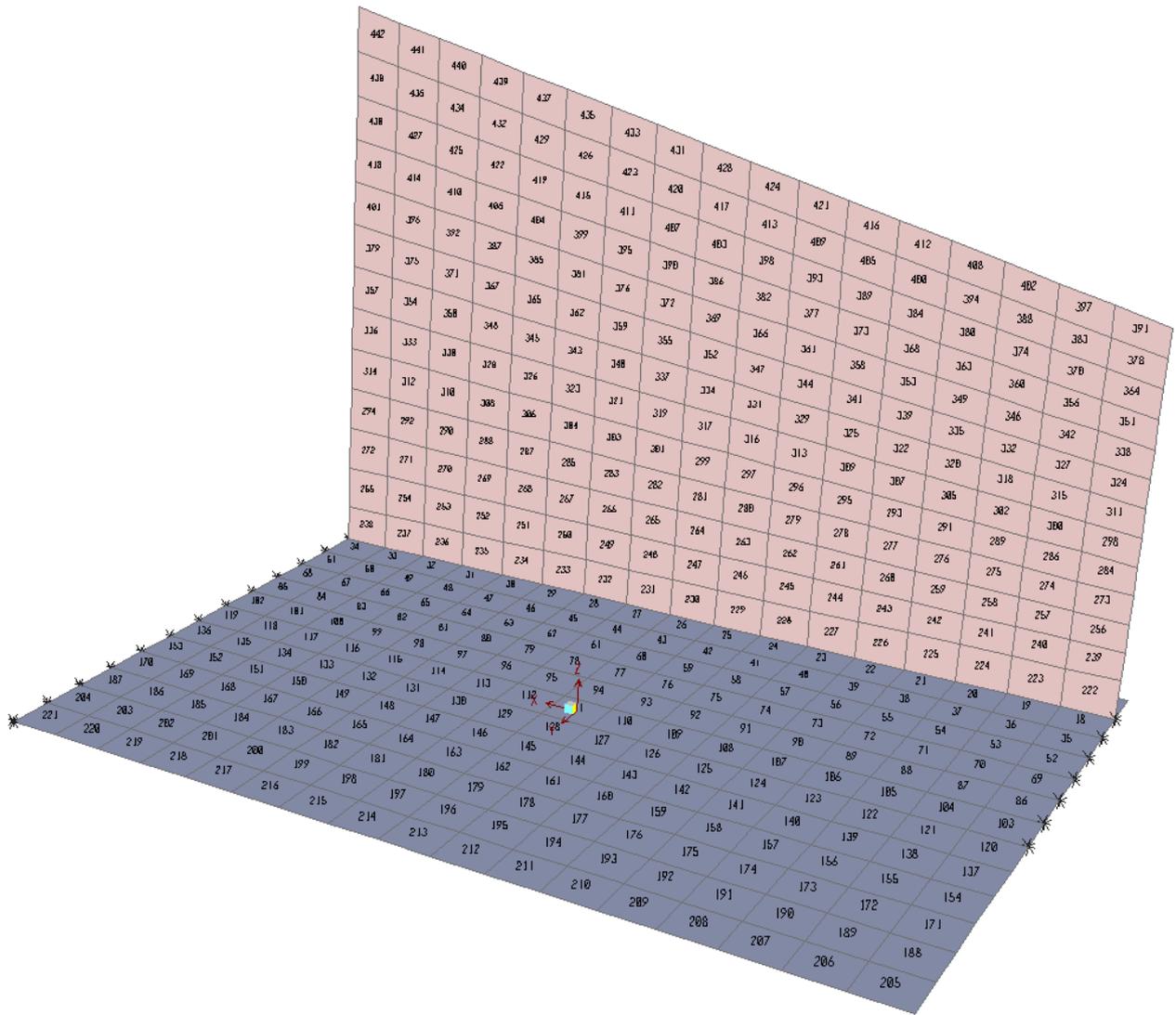


Figura 6-1. Modello di calcolo

## 6.8. Condizioni di carico

### 6.8.1. Peso proprio delle strutture

Il peso proprio delle strutture è valutato direttamente dal programma di calcolo inserendo sezioni congrue alla reale geometria delle sezioni trasversali. Il calcestruzzo ha peso specifico di  $25 \text{ kN/m}^3$ .

Tale condizione di carico è stata denominata "DEAD".

### 6.8.2. Spinta del terreno

Il carico del terreno di riporto agente in fase finale sul paramento è stato valutato come una pressione triangolare pari a:

$$s_{\text{att}} = \gamma \cdot z \cdot k_a \quad [\text{kPa}]$$

ritenendo che i movimenti del muro siano tali da avere condizioni di spinta attiva.

Il terreno di ritombamento, sulla base delle indicazioni riportate in precedenza, ha un angolo di attrito di  $35^\circ$  con peso specifico  $20 \text{ kN/m}^3$ .

Il coefficiente di spinta attiva è stato calcolato secondo la formulazione di Coulomb, considerando cautelativamente una pendenza del terrapieno di  $30^\circ$  ed un angolo di attrito terreno muro pari a  $2/3$  di  $\phi$ .

$$k_a = 0.43$$

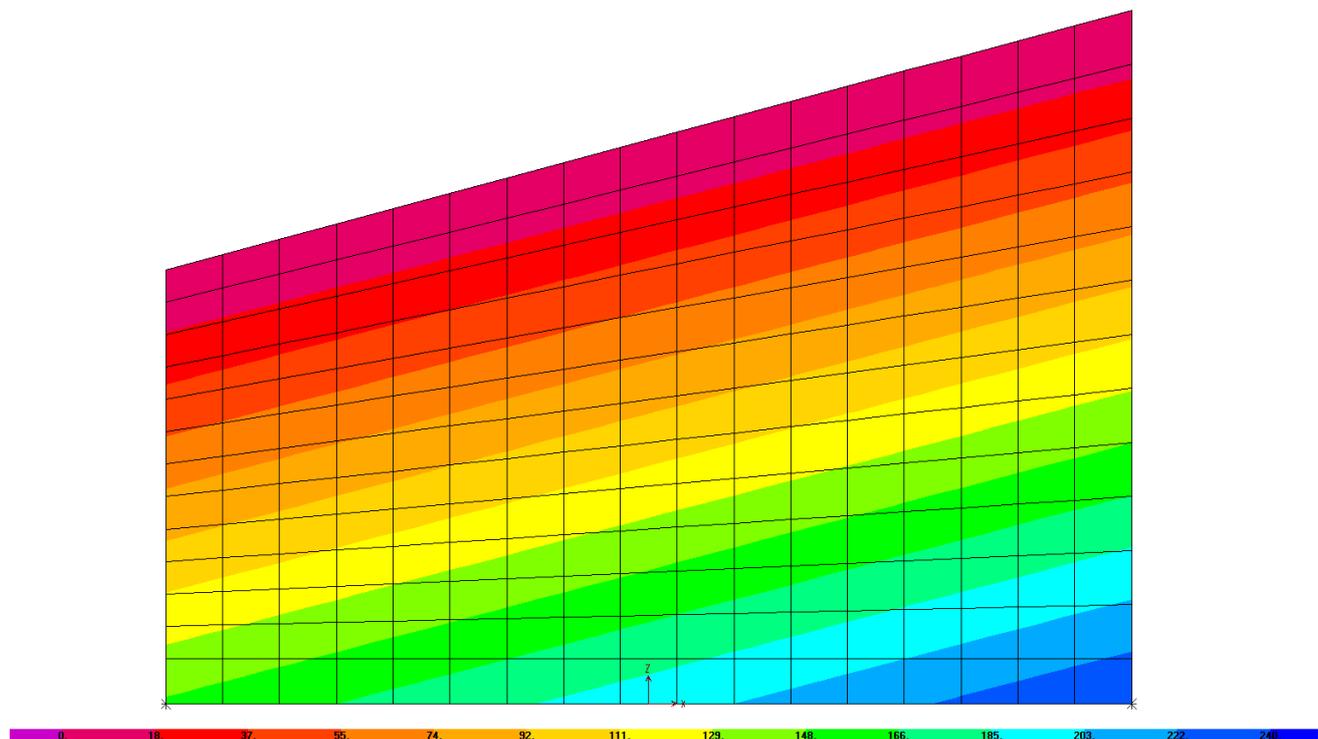


Figura 6-2. Condizione di carico Spinta delle terre (valori a meno del coefficiente di spinta)

### 6.8.3. Sovraccarico accidentale

È stato considerato nel modello un carico accidentale sul ricoprimento a tergo del muro pari a  $q=10\text{kPa}$ . Questo carico agisce come incremento di spinta laterale ed è riportato nella figura sottostante.

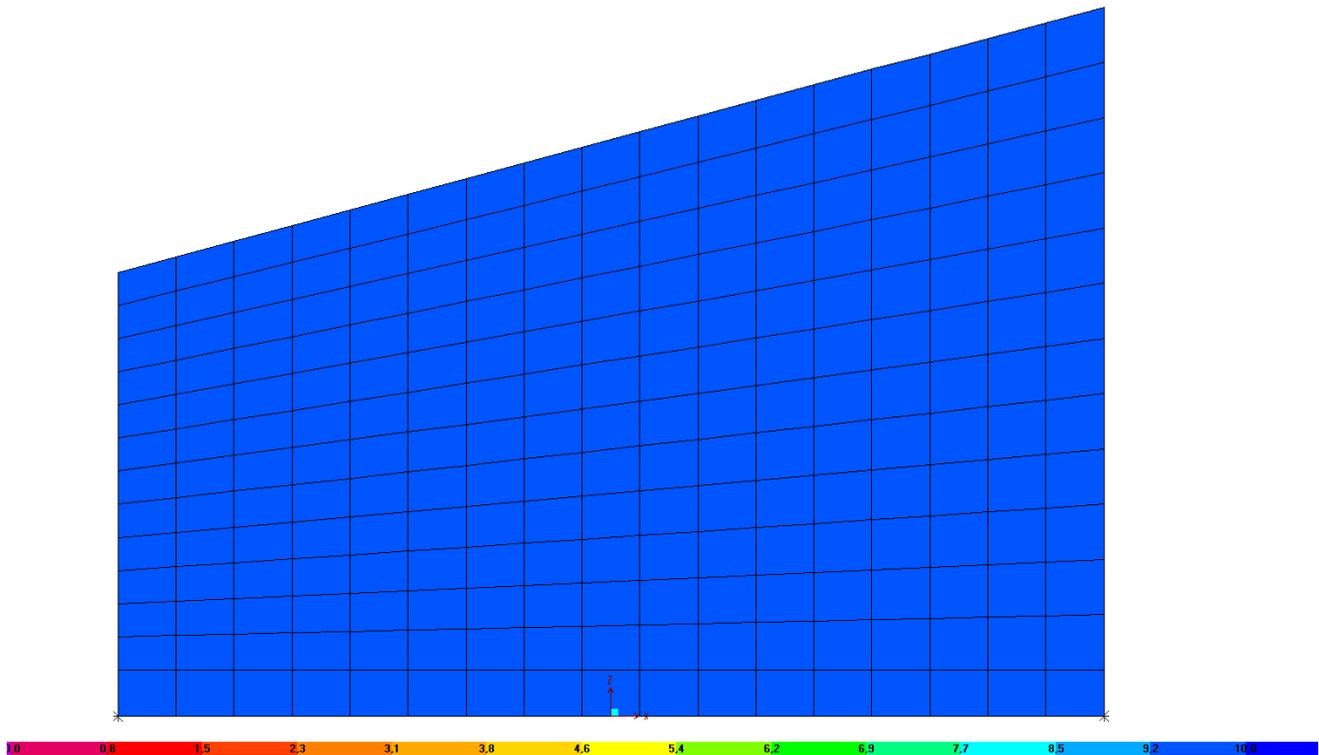


Figura 6-3. Condizione di carico Spinta accidentale (valori a meno del coefficiente di spinta)

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVCLTR1205001A00	Foglio 23 di 43

#### 6.8.4. Carico sismico

Il carico sismico è stato valutato combinando l'incremento di spinta del terreno a monte e le forze d'inerzia verticali ed orizzontali legate alle masse:

Per un muro di sostegno in grado di ammettere spostamenti, in cui si ritiene che il terreno di monte sia in condizioni di spinta attiva, l'azione del terreno a monte in caso di sisma può essere valutata secondo la teoria di Mononobe-Okabe; la spinta sismica ha la stessa forma del caso statico ma cambia il coefficiente di spinta, che tiene in conto dell'effetto dello scuotimento sismico al livello dell'opera in esame:

$$K_{a,MO} = \frac{\sin(\alpha + \phi - \vartheta)}{\sin^2 \alpha \cdot \sin(\alpha - \delta - \vartheta) \cdot \left[ 1 + \frac{\sqrt{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \vartheta)}}{\sqrt{\sin(\alpha - \delta - \vartheta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

In cui l'angolo  $\theta$  è legato al coefficiente sismico dalla seguente espressione

$$\tan(\theta) = k_h / (1 \pm k_v)$$

dove  $k_h$  e  $k_v$  rappresentano in coefficiente di intensità sismica orizzontale e verticale.

Le forze di inerzia sono invece calcolate come:

$$F_h = k_h \cdot W$$

$$F_v = k_v \cdot W$$

dove  $W$  è il peso del muro e degli eventuali carichi da considerare in combinazione sismica.

L'opera oggetto di questa relazione si trova nel Comune di Arquata Scrivia. Tale Comune ricade in zona 3 secondo l'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n°3274 del 20/03/2003. L'accelerazione sismica di progetto  $a_g$  è quindi pari a 0.15 g. Il coefficiente  $S$ , sulla base delle considerazioni di carattere geotecnico riportate nel seguito, è pari a 1.25.

I parametri rappresentativi dell'accelerazione sismica sono i seguenti:

$$K_h = \frac{S \cdot a_g}{r}$$

$$K_v = 0.5 \cdot K_h$$

In particolare, considerando per l'opera in oggetto  $r=1$ , il coefficiente sismico orizzontale è pari a 0.1875 mentre quello verticale è pari a 0.09375.

Il coefficiente di spinta in condizioni sismiche è pari a  $k_{aM-O}=0.84$ .

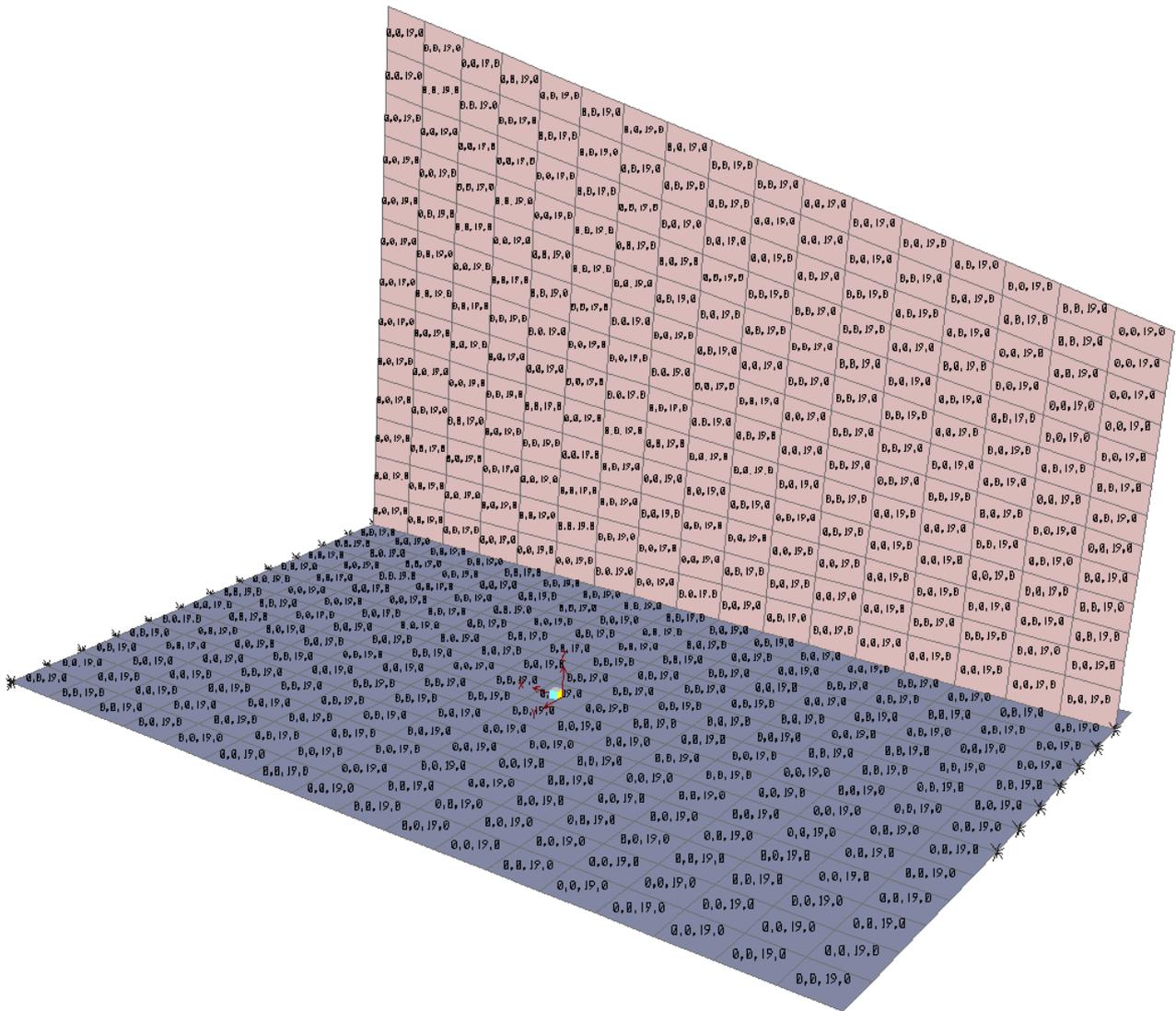


Figura 6-4. Condizione di carico Inerzia orizzontale



### 6.8.5. Combinazioni di carico

Si riporta una tabella che riassume le combinazioni di carico considerate nell'analisi. Le combinazioni di carico sono state definite in accordo al metodo delle tensioni ammissibili: i coefficienti moltiplicativi delle azioni sono quindi tutti unitari.

COMBO	Pproprio	Pterreno	Sp attiva	Sq	Sp <sub>M-O</sub>	Inerzia v	Inerzia o
FASE INIZIALE	1	0	0	0	0	0	0
FASE FINALE	1	0	0.43	0.43	0	0	0
SISMA UP	1	0	0	0	0.84	-1	1
SISMA DOWN	1	0	0	0	0.84	1	1
RIBALTAMENTO	1	0	0.645	0.645	0	0	0

**Tabella 6-1. Combinazioni di carico**

## 7. VERIFICA DELLE SEZIONI PROGETTUALI

### 7.1. Verifiche geotecniche

Il modello di calcolo adottato permette di considerare l'effetto tridimensionale dell'opera e i suoi collegamenti con le opere adiacenti, eliminando le ipotesi di struttura nastriforme e verificandone il comportamento globale. In particolare gli spostamenti del muro nelle varie combinazioni di carico sono ammissibili per tale tipo di opera, il terreno di fondazione risulta compresso in ogni combinazione di calcolo.

#### 7.1.1. Verifica al ribaltamento

Per la particolare condizione di vincolo dell'opera, in cui il solettone è gettato in continuità con la fondazione dello scatolare, la verifica al ribaltamento sarebbe superflua, in quanto alla struttura è fisicamente impedito un movimento di questo tipo. È stata ad ogni modo eseguita una rapida verifica andando a controllare che tutte le molle in fondazione, non lineari e resistenti solo a compressione, fossero tutte reagenti in un'apposita combinazione di calcolo in cui i carichi di sbilanciamento sono moltiplicati per un coefficiente 1.5. Si riporta nella figura sottostante l'immagine relativa all'analisi in questa particolare condizione di carico. In tutte le combinazioni di calcolo il terreno in fondazione risulta compresso. Si ricorda che tutti i pesi permanenti verticali relativi alla linea ferroviaria e gli accidentali del passaggio dei treni non sono stati conteggiati in quanto favorevoli.

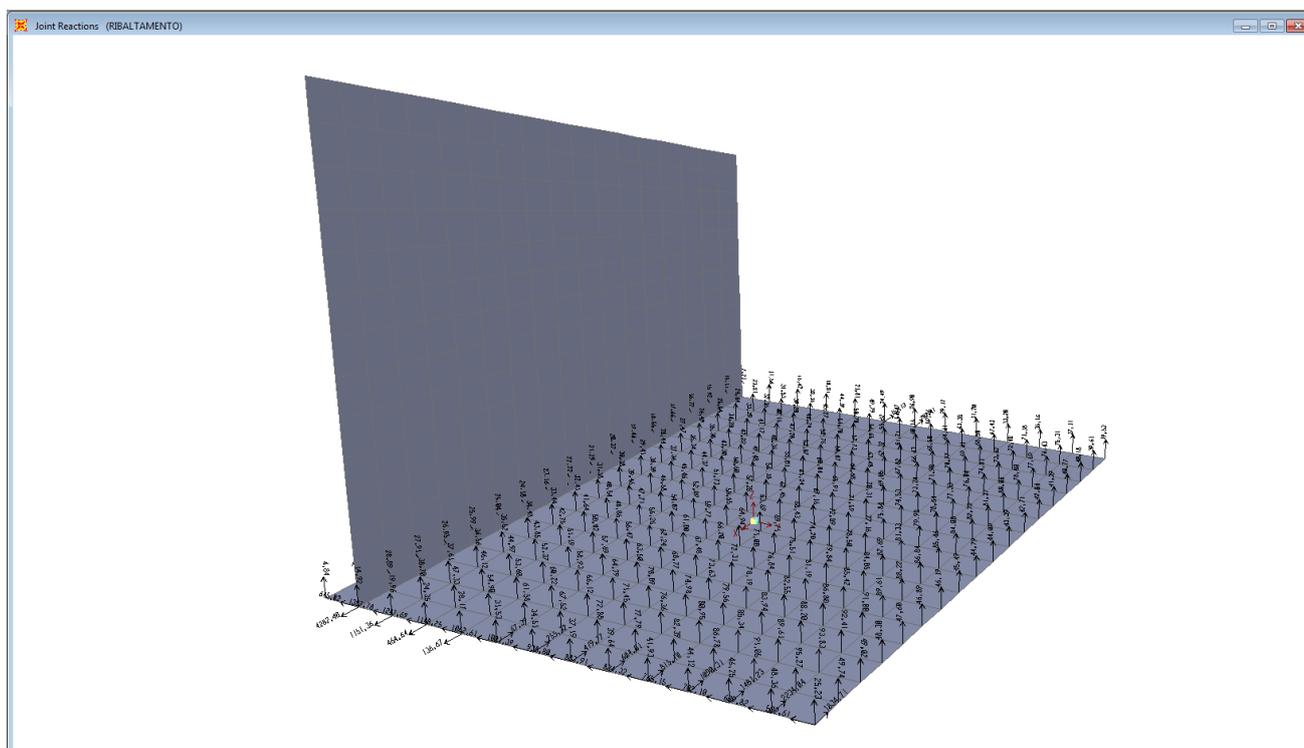


Figura 7-1. Reazioni delle molle elastiche non lineari nella combinazione con le azioni orizzontali amplificate del 50%

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVCLTR1205001A00	Foglio 28 di 43

### 7.1.2. Verifica a carico limite

Il valore del carico limite, calcolato secondo la formula riportata al §6.4, è pari a:

$$q_{lim}=2710 \text{ kN/m}^2$$

considerando che il valore più alto tra le combinazioni di reazione delle molle elastoplastiche è pari a:

$$q_{max}=110 \text{ kN/m}^2$$

la verifica risulta ampiamente soddisfatta.

### 7.1.3. Verifica a scorrimento

Per poter verificare allo scorrimento l'opera in esame è necessario dimensionare opportuni ferri di collegamento con il solettone di fondazione dello scatolare adiacente. In particolare la risultante delle forze di scorrimento sollecitanti è stata decurtata della quota parte di resistenza offerta dal peso proprio della struttura. I pesi agenti sulla fondazione sono stati cautelativamente tralasciati.

L'azione di scorrimento massima agente è pari a:

$$F_Y=16244 \text{ kN (COMBO SISMA UP)}$$

Considerando il coefficiente di sicurezza pari a 1.3, la forza sollecitante massima di verifica è pari a:

$$F_{SOLL}=21118 \text{ kN}$$

L'azione di contrasto offerta dal terreno alla base della fondazione è pari a:

$$F_{RES}=N \cdot \tan(\phi) + c \cdot B \cdot L^* = 11543 \cdot \tan(27) + 15 \cdot 145.2 = 8053 \text{ kN}$$

La forza massima gravante interamente sul vincolo offerto dal collegamento con la struttura adiacente è pari a:

$$F_{sbil}=13065 \text{ kN}$$

Considerando che la lunghezza in cui realmente la soletta di fondazione è legata allo scatolare è pari a circa 11m, l'azione a metro per il dimensionamento delle armature è pari a:

$$F_d=13065/11 \text{ kN}=1188 \text{ kN/m}$$

Considerando la resistenza ammissibile dell'acciaio nella verifica a tranciamento ( $\sigma_{amm}/3^{0.5}$ ), l'area di ferro necessaria sarà pari a:

$$A_s=1188/147000 \approx 81 \text{ cm}^2$$

Considerando lo spessore della soletta di 160 cm, si adottano 4 strati di  $\phi 26/40$  in aggiunta ai ferri longitudinali  $\phi 20/20$ , per un totale di armatura di  $84.5 \text{ cm}^2$ .

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	IG5102ECVCLTR1205001A00 <span style="float: right;">Foglio 29 di 43</span>

Il calcolo effettuato considera una distribuzione delle reazioni dei vincoli costante lungo la lunghezza della fondazione, mentre l'effettiva distribuzione dei ferri segue il reale andamento delle reazioni, che saranno più elevate nei primi metri in adiacenza al muro per arrivare a valori più contenuti nella parte opposta della fondazione.

In particolare quindi si adotterà un infittimento dei ferri integrativi nei primi 5 m, portando il passo a 20 cm nei due strati più esterni, arrivando ad un massimo di area pari a 111 cm<sup>2</sup>.

Si riportano nella tabella sottostante i valori delle forze agenti per tutte le combinazioni di calcolo.

COMBO	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	e <sub>L</sub>	e <sub>B</sub>	B*	L*	F <sub>SOLL</sub>	F <sub>RES</sub>	F <sub>sbil</sub>
	(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kNm)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN)	(kN)	(kN)
FASE INIZIALE	-7.25E-10	7.55E-10	12684	-23642	-6269	8.14E-08	0.49	1.86	13.3	12.0	1E-09	8854	-
	-7.25E-10	7.55E-10	12684	-23642	-6269	8.14E-08	0.49	1.86	13.3	12.0	1E-09	8854	-
FASE FINALE	-3.07E-10	-7813	12684	3960	-6269	-9576	0.49	0.31	16.4	12.0	-10157	9413	744
	-3.07E-10	-7813	12684	3960	-6269	-9576	0.49	0.31	16.4	12.0	-10157	9413	744
SISMA UP	7.82E-11	-16244	11543	28565	-5704	-18967	0.49	2.47	12.1	12.0	-21118	8053	13065
	7.82E-11	-16244	11543	28565	-5704	-18967	0.49	2.47	12.1	12.0	-21118	8053	13065
SISMA DOWN	-1.41E-10	-16244	13825	24316	-6833	-18967	0.49	1.76	13.5	12.0	-21118	9473	11644
	-1.41E-10	-16244	13825	24316	-6833	-18967	0.49	1.76	13.5	12.0	-21118	9473	11644

## 7.2. Verifiche strutturali

Si riportano di seguito le verifiche strutturali considerando le varie sezioni critiche riportate nelle immagini seguenti.

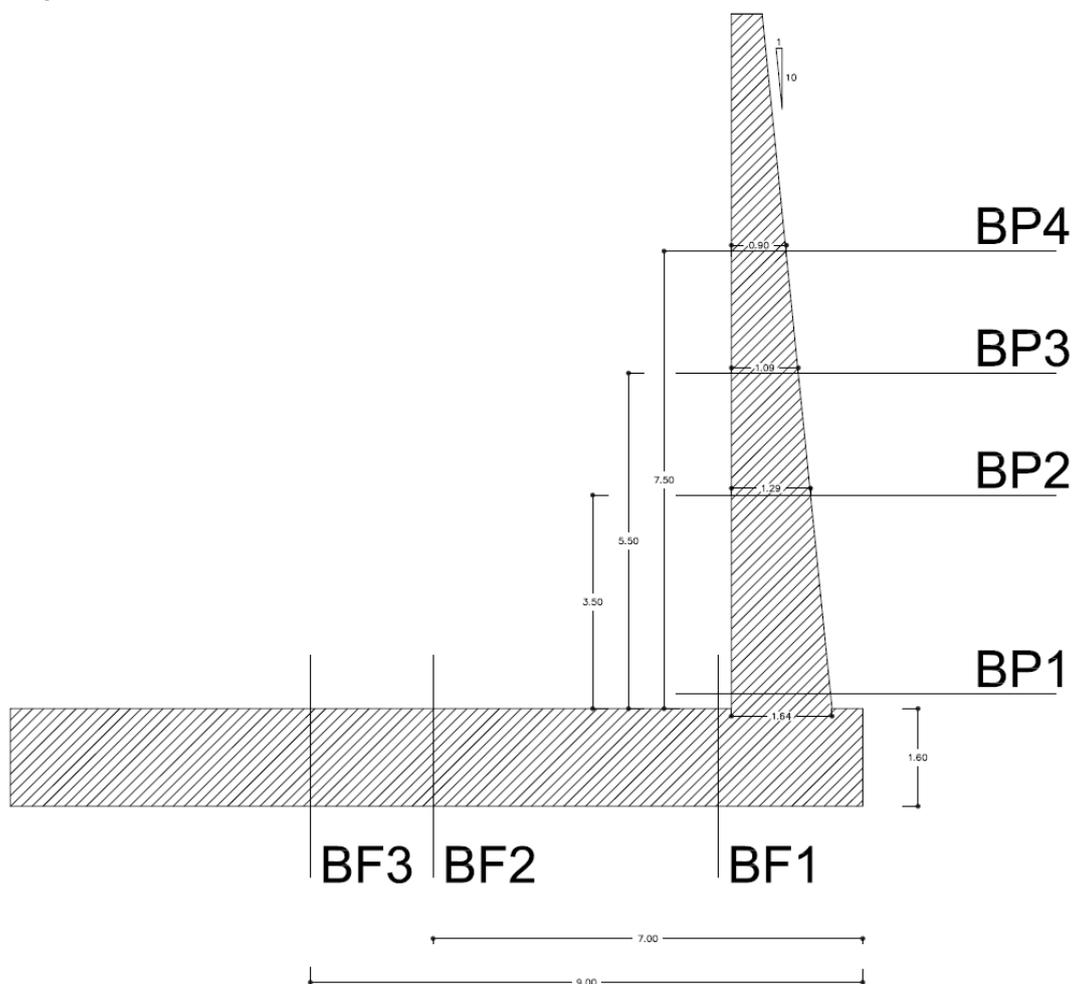


Figura 7-2. Sezione B-B

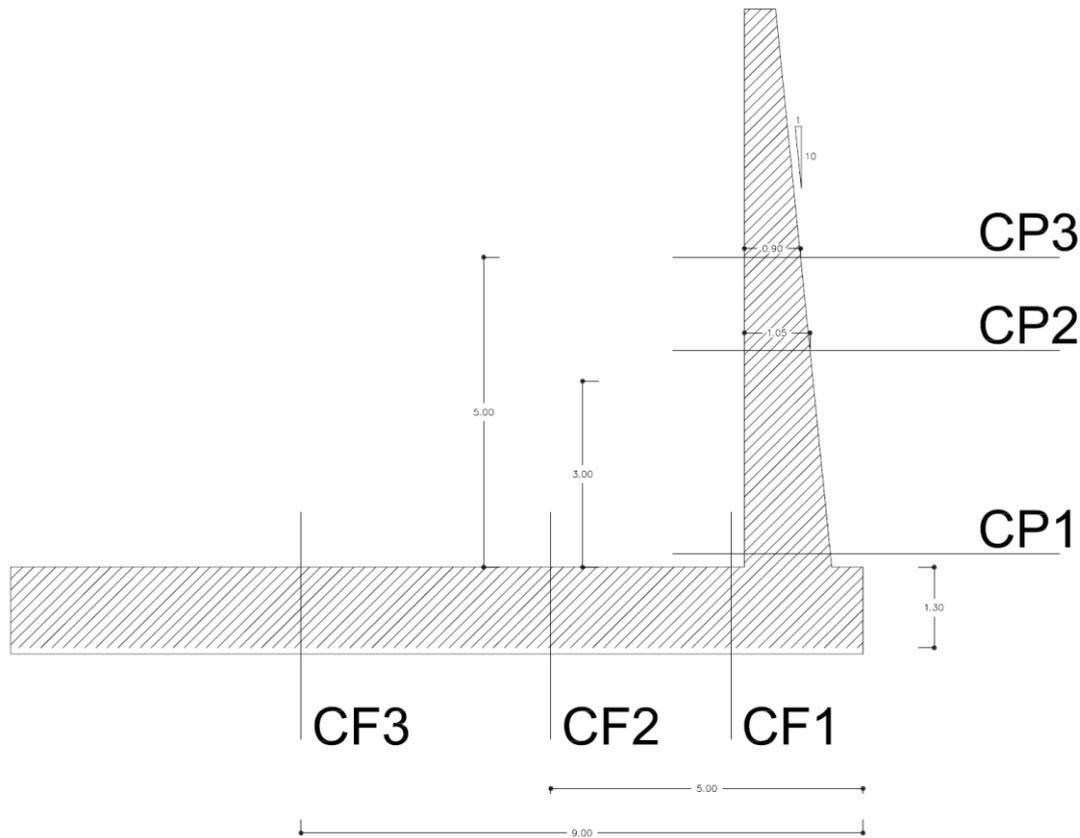


Figura 7-3. Sezione C-C

<b>FONDAZIONE - VERIFICHE SISMICHE</b>								
SEZIONE	N	M	sp	Armatura tesa	Armatura compressa	$\sigma_s$	$\sigma_c$	$w_k$
	(kN)	(kNm)	(cm)			(MPa)	(MPa)	(mm)
BF1	0	3100	160	$\phi 26/10 + \phi 26/10$	$\phi 26/10$	234	-7.4	<0.3
BF2	0	1700	160	$\phi 26/10$	$\phi 26/10$	221.9	-4.7	<0.3
BF3	0	800	160	$\phi 26/20$	$\phi 26/20$	206.5	-3.1	-
CF1	0	2300	140	$\phi 26/10 + \phi 26/20$	$\phi 26/10$	249.8	-7.1	<0.3
CF2	0	1580	140	$\phi 26/10$	$\phi 26/10$	237.9	-5.3	<0.3
CF3	0	500	140	$\phi 26/20$	$\phi 26/20$	149	-2.4	-
<b>FONDAZIONE - VERIFICHE STATICHE</b>								
SEZIONE	N	M	sp	Armatura tesa	Armatura compressa	$\sigma_s$	$\sigma_c$	$w_k$
	(kN)	(kNm)	(cm)			(MPa)	(MPa)	(mm)
BF1	0	1730	160	$\phi 26/10 + \phi 26/10$	$\phi 26/10$	126.5	-4	<0.3
BF2	0	740	160	$\phi 26/10$	$\phi 26/10$	97	-2.2	-
BF3	0	316	160	$\phi 26/20$	$\phi 26/20$	81	-1.2	-
CF1	0	1295	140	$\phi 26/10 + \phi 26/20$	$\phi 26/10$	142.7	-4.4	<0.3
CF2	0	600	140	$\phi 26/10$	$\phi 26/10$	91.4	-2.2	-
CF3	0	300	140	$\phi 26/20$	$\phi 26/20$	89	-1.4	-

Tabella 7-1. Verifiche flessionali in fondazione

Le sollecitazioni massime taglianti nella soletta di fondazione raggiungono i 410 kN/m, pertanto la  $\tau_{soll}=296 \text{ kPa} < \tau_{c0}$ .

<b>PARAMENTO - VERIFICHE SISMICHE</b>								
SEZIONE	N	M	sp	Armatura tesa	Armatura compressa	$\sigma_s$	$\sigma_c$	$w_k$
	(kN)	(kNm)	(cm)			(MPa)	(MPa)	(mm)
BP1	330	2800	160	$\phi 26/10+\phi 20/10$	$\phi 26/20$	252.7	-6.5	<0.3
BP2	180	1300	130	$\phi 20/10+\phi 20/20$	$\phi 26/20$	237.8	-6.1	<0.3
BP3	95	600	100	$\phi 20/10$	$\phi 20/20$	209.4	-5.2	<0.3
BP4	70	170	90	$\phi 20/20$	$\phi 20/20$	118.1	-2.3	-
CP1	215	1900	140	$\phi 20/10+\phi 26/10$	$\phi 26/20$	194.5	-6.9	<0.3
CP2	95	550	100	$\phi 20/10$	$\phi 20/20$	189.7	-4.7	<0.3
CP3	70	250	90	$\phi 20/20$	$\phi 20/20$	181.5	-3.4	-

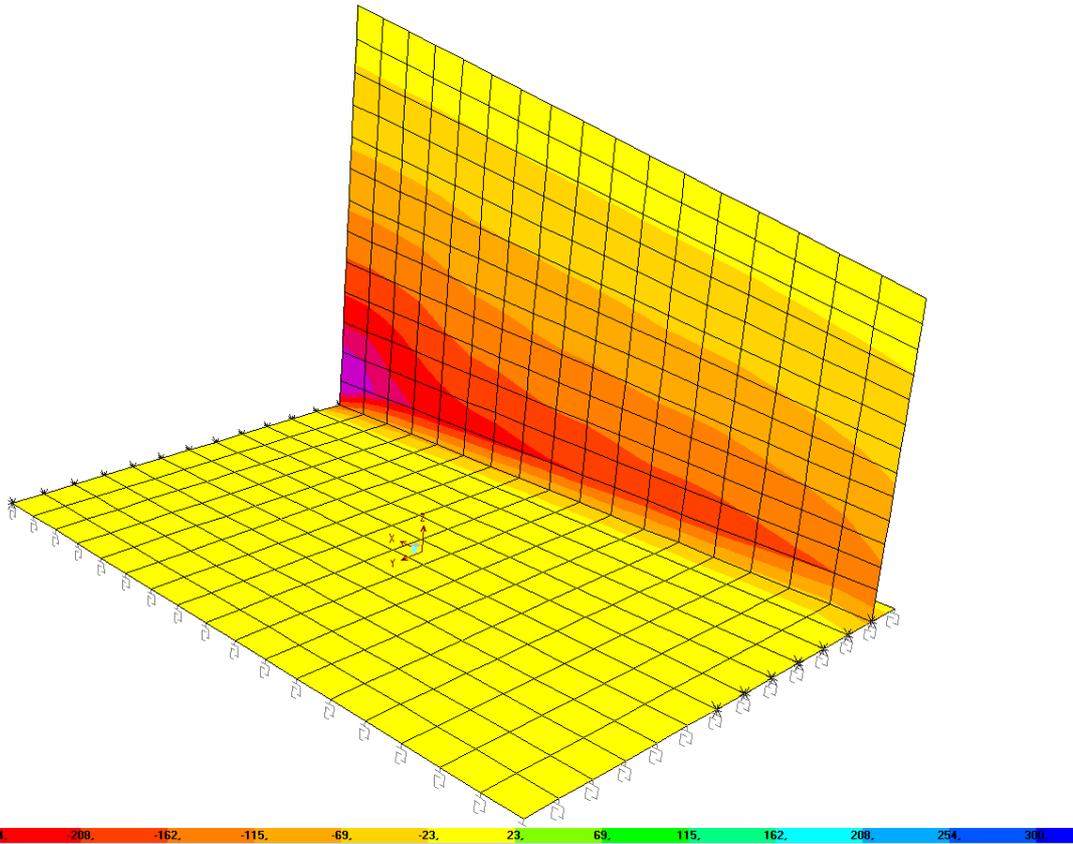
<b>PARAMENTO - VERIFICHE STATICHE</b>								
SEZIONE	N	M	sp	Armatura tesa	Armatura compressa	$\sigma_s$	$\sigma_c$	$w_k$
	(kN)	(kNm)	(cm)			(MPa)	(MPa)	(mm)
BP1	300	1600	160	$\phi 26/10+\phi 20/10$	$\phi 26/20$	137.9	-5	<0.3
BP2	180	660	130	$\phi 20/10+\phi 20/20$	$\phi 26/20$	112	-3.1	-
BP3	95	315	100	$\phi 20/10$	$\phi 20/20$	103.6	-2.8	-
BP4	70	110	90	$\phi 20/20$	$\phi 20/20$	70	-1.5	-
CP1	215	1100	140	$\phi 20/10+\phi 26/10$	$\phi 26/20$	106.9	-4.1	<0.3
CP2	95	350	100	$\phi 20/10$	$\phi 20/20$	120.1	-3.1	-
CP3	70	200	90	$\phi 20/20$	$\phi 20/20$	142.6	-2.7	-

Tabella 7-2. Verifiche flessionali nel paramento

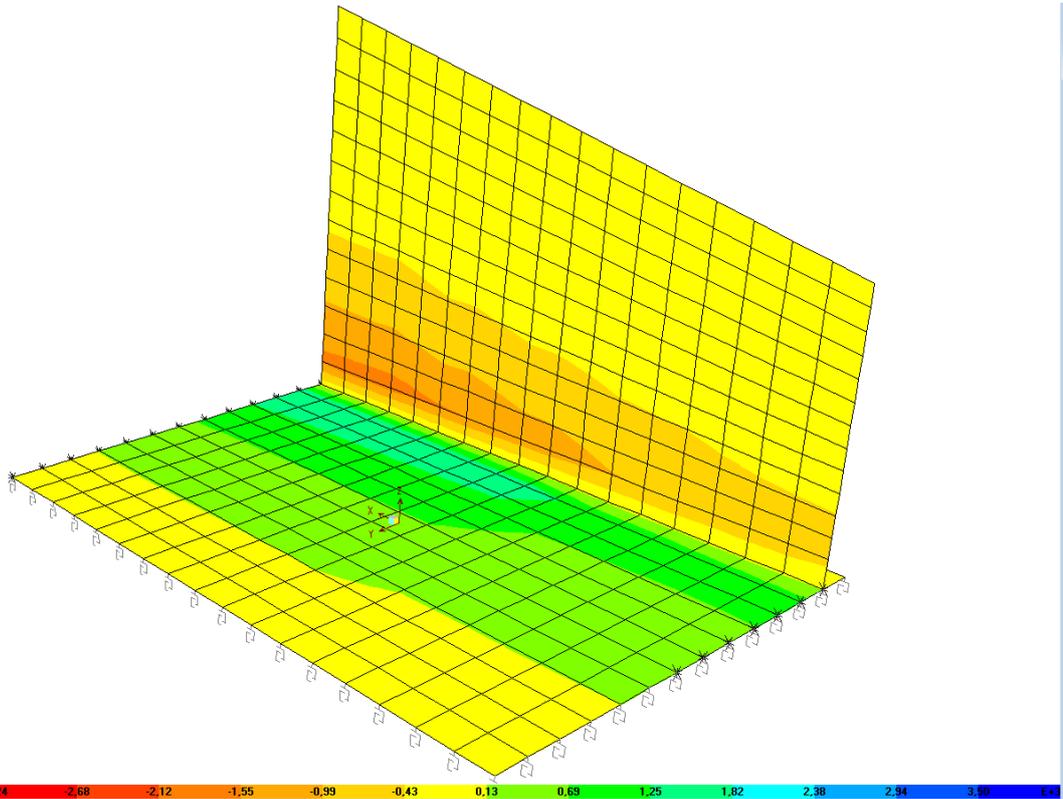
Le sollecitazioni massime taglianti nella parte bassa del paramento hanno valori tali da superare la  $\tau_{c0}$ . Si adotta pertanto un'armatura a taglio di  $\phi 12/20 \times 20 \text{ cm}$  nei primi 2 metri. Nelle altre sezioni i valori massimi sono riportati nella tabella sottostante.

Vmax	sp	$\tau_c$
(kN)	(m)	(kPa)
533	1.3	494
514	1.2	519
453	1.1	503
360	1	444
233	0.9	324
124	0.8	197
60	0.7	111

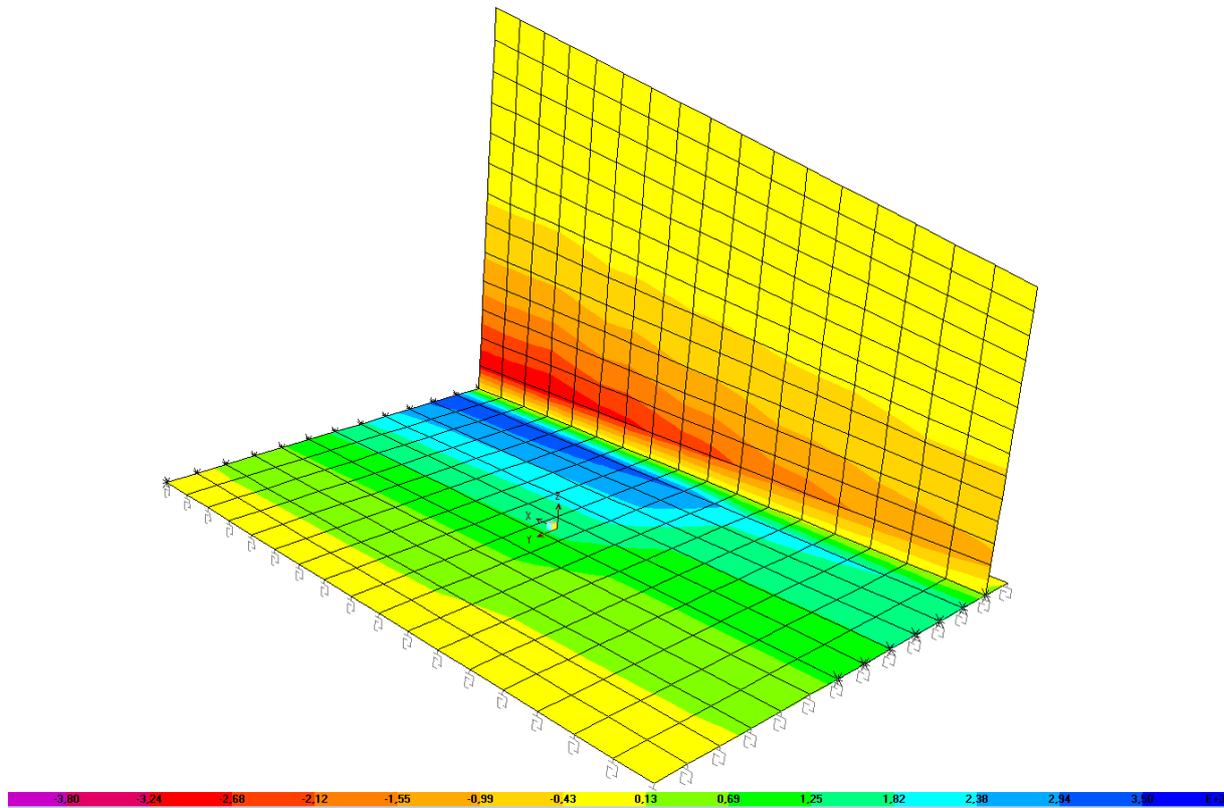
Tabella 7-3. Verifiche a taglio nel paramento



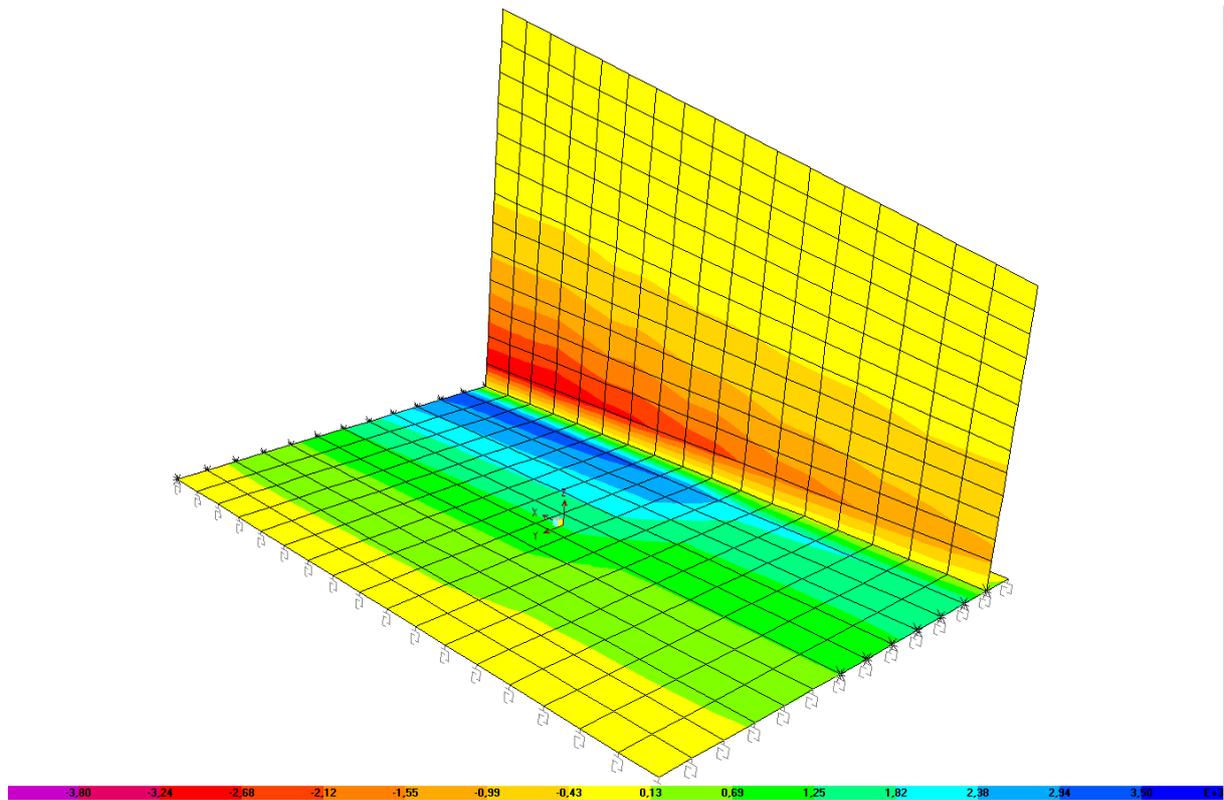
**Figura 7-4. Diagramma momenti F22 – Peso proprio**



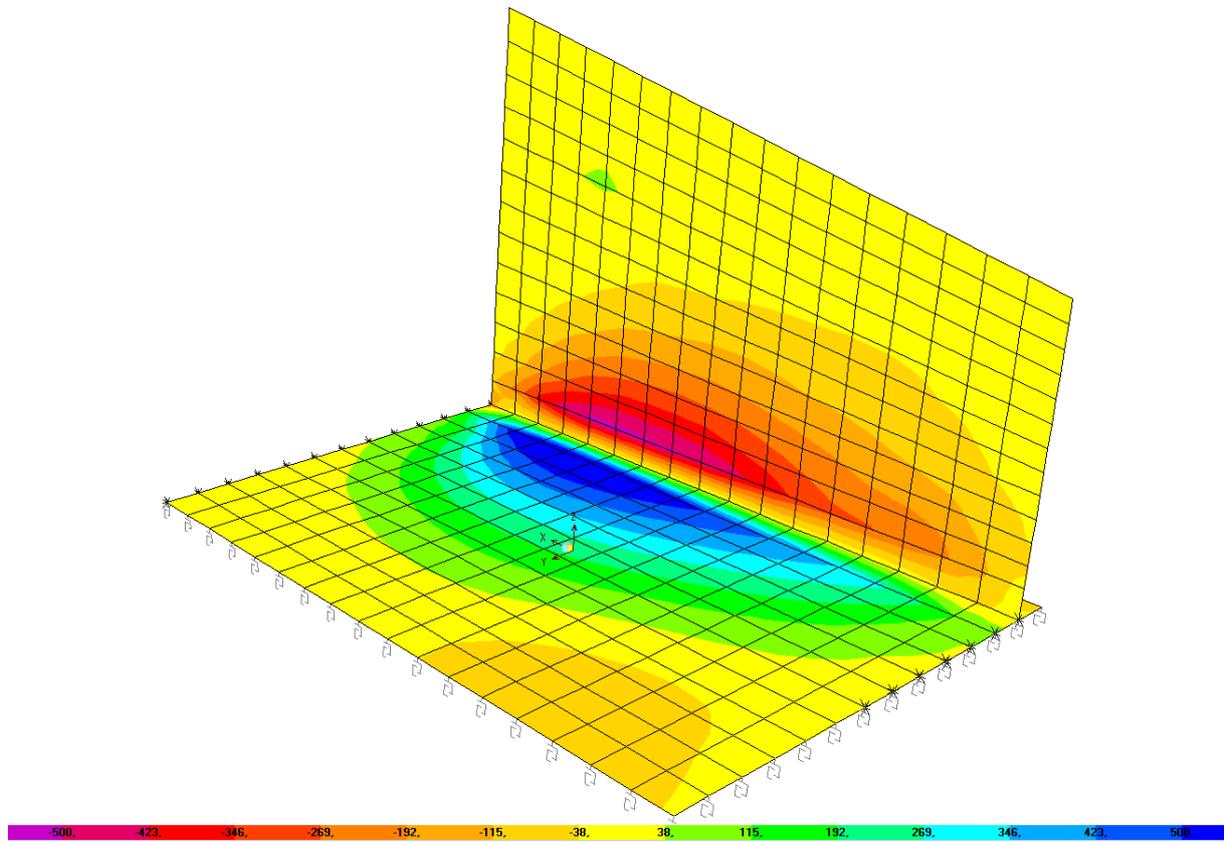
**Figura 7-5. Diagramma momenti M22 – COMBO FASE FINALE**



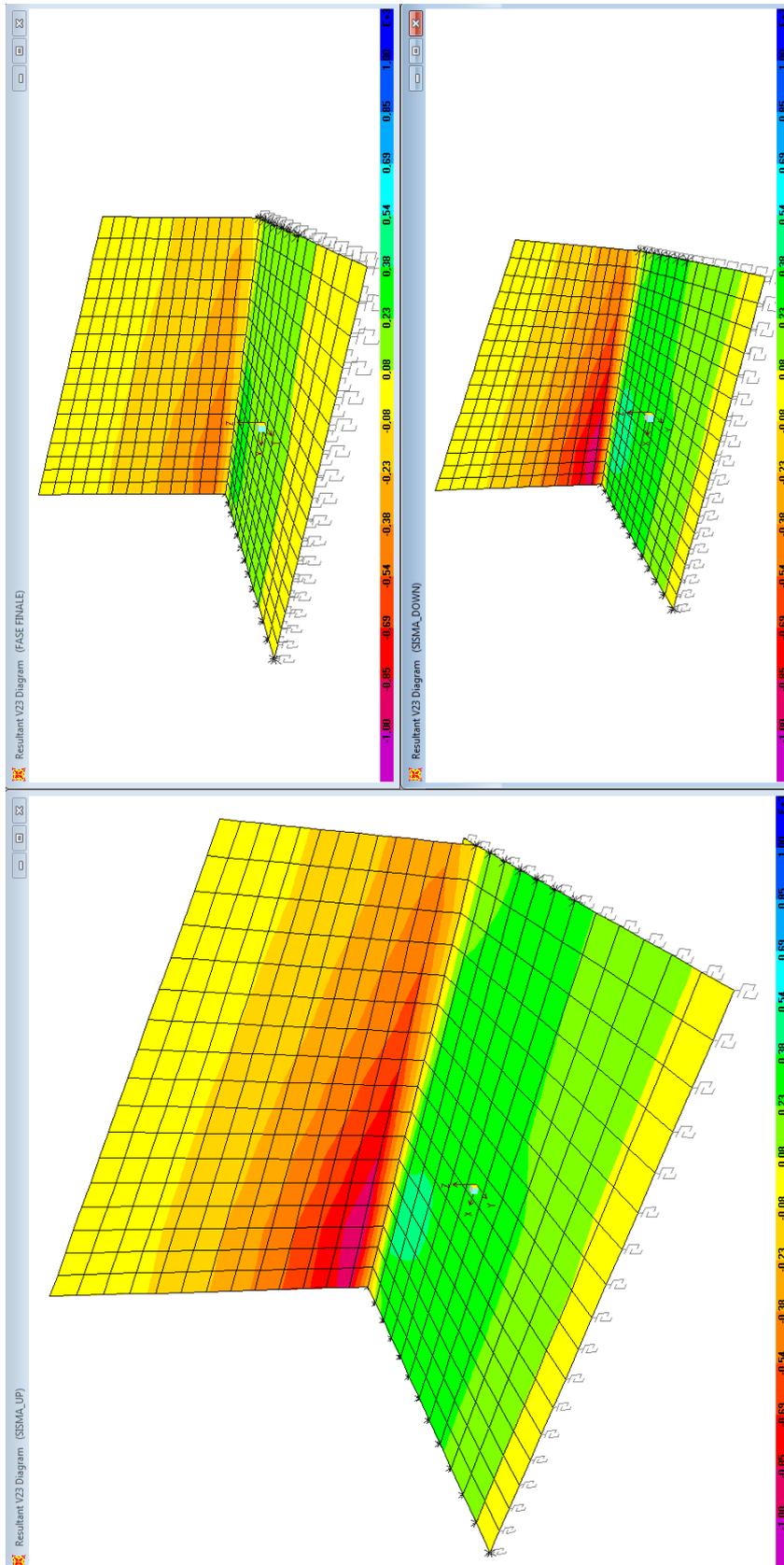
**Figura 7-6. Diagramma momenti M22 – COMBO SISMA UP**



**Figura 7-7. Diagramma momenti M22 – COMBO SISMA DOWN**



**Figura 7-8. Diagramma momenti M11 – COMBO SISMA DOWN**



**Figura 7-9. Diagrammi Taglio V23 – COMBO SISMA UP, SISMA DOWN, FASE FINALE**

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p style="text-align: center;">IG5102ECVCLTR1205001A00</p> <p style="text-align: right;">Foglio 37 di 43</p>

## 8. CONCLUSIONI

Nel presente documento sono state affrontate le verifiche relative al muro di sostegno a protezione della linea ferroviaria nella tratta iniziale della WBS TR12; l'opera è in continuità con lo scatolare della galleria artificiale della WBS GA1J, collegata ad essa tramite un'adeguata armatura di frettaggio.

Sono state esaminate le scelte progettuali effettuate con conseguente definizione e verifica delle sezioni relative. Le verifiche, condotte in conformità a quanto previsto dal D.M. 1996, dimostrano l'idoneità della soluzione progettuale adottata.



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
IG5102ECVCLTR1205001A00		Foglio 39 di 43

Table: Area Section Properties, Part 3 of 4

Section	F12Mod	M11Mod	M22Mod	M12Mod	V13Mod	V23Mod	MMod	WMod
110	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000
120	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000
130	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000
140	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000
150	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000
160	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000
180	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000
50	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000
60	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000
70	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000
80	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000
90	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000
ASEC1	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000
FONDAZION E	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000
GHOST_180	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000

Table: Area Section Properties, Part 4 of 4

Table: Area Section Properties, Part 4 of 4

Section	GUID	Notes
100		Added 29/07/2013 16:00:02
110		Added 29/07/2013 16:00:10
120		Added 29/07/2013 16:00:20
130		Added 05/09/2013 14:06:46
140		Added 29/07/2013 16:00:45
150		Added 29/07/2013 16:01:00
160		Added 29/07/2013 16:00:36
180		Added 07/08/2013 16:03:48
50		Added 29/07/2013 15:58:47
60		Added 29/07/2013 15:59:04
70		Added 29/07/2013 15:59:25
80		Added 29/07/2013 15:59:38
90		Added 29/07/2013 15:59:52
ASEC1		Added 29/07/2013 15:04:35
FONDAZION E		Added 29/07/2013 15:57:59
GHOST_180		Added 07/08/2013 10:56:48

Table: Base Reactions, Part 1 of 3

Table: Base Reactions, Part 1 of 3

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
FASE INIZIALE	NonStatic	Max	-7,245E-10	7,547E-10	12683,581	-23642,1949	-6269,2488	8,144E-08
FASE INIZIALE	NonStatic	Min	-7,245E-10	7,547E-10	12683,581	-23642,1949	-6269,2488	8,144E-08
FASE FINALE	NonStatic	Max	-2,924E-10	-7812,964	12683,581	3960,2570	-6269,2488	-9576,0532
FASE FINALE	NonStatic	Min	-2,924E-10	-7812,964	12683,581	3960,2570	-6269,2488	-9576,0532
SISMA_UP	NonStatic	Max	6,639E-11	-16244,415	11543,262	28564,6196	-5703,9496	-18967,2857

Table: Base Reactions, Part 1 of 3

OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
SISMA_UP	NonStatic	Min	6,639E-11	-16244,415	11543,262	28564,6196	-5703,9496	-18967,2857
SISMA_DO WN	NonStatic	Max	-1,146E-10	-16244,415	13825,169	24315,5163	-6833,1214	-18967,2857
SISMA_DO WN	NonStatic	Min	-1,146E-10	-16244,415	13825,169	24315,5163	-6833,1214	-18967,2857
RIBALTAME NTO	NonStatic	Max	-2,478E-11	-11719,446	12683,581	17761,4829	-6269,2488	-14364,0797
RIBALTAME NTO	NonStatic	Min	-2,478E-11	-11719,446	12683,581	17761,4829	-6269,2488	-14364,0797

Table: Base Reactions, Part 2 of 3

Table: Base Reactions, Part 2 of 3

OutputCase	StepType	GlobalX m	GlobalY m	GlobalZ m	XCentroidF X m	YCentroidF X m	ZCentroidF X m	XCentroidF Y m
FASE INIZIALE	Max	0,00000	0,00000	0,00000	2,642E+12	103,55408	0,00000	8,50000
FASE INIZIALE	Min	0,00000	0,00000	0,00000	2,642E+12	103,55408	0,00000	8,50000
FASE FINALE	Max	0,00000	0,00000	0,00000	1,094E+14	1,944E+14	0,00000	8,50000
FASE FINALE	Min	0,00000	0,00000	0,00000	1,094E+14	1,944E+14	0,00000	8,50000
SISMA_UP	Max	0,00000	0,00000	0,00000	-9,678E+14	-1,794E+15	0,00000	8,50000
SISMA_UP	Min	0,00000	0,00000	0,00000	-9,678E+14	-1,794E+15	0,00000	8,50000
SISMA_DO WN	Max	0,00000	0,00000	0,00000	5,644E+14	1,039E+15	0,00000	8,50000
SISMA_DO WN	Min	0,00000	0,00000	0,00000	5,644E+14	1,039E+15	0,00000	8,50000
RIBALTAME NTO	Max	0,00000	0,00000	0,00000	1,898E+15	3,440E+15	0,00000	8,50000
RIBALTAME NTO	Min	0,00000	0,00000	0,00000	1,898E+15	3,440E+15	0,00000	8,50000

Table: Base Reactions, Part 3 of 3

Table: Base Reactions, Part 3 of 3

OutputCase	StepType	YCentroidF Y m	ZCentroidF Y m	XCentroidF Z m	YCentroidF Z m	ZCentroidF Z m
FASE INIZIALE	Max	-4985708139	0,00000	0,49428	-1,86400	0,00000
FASE INIZIALE	Min	-4985708139	0,00000	0,49428	-1,86400	0,00000
FASE FINALE	Max	-0,23963	0,00000	0,49428	0,31223	0,00000
FASE FINALE	Min	-0,23963	0,00000	0,49428	0,31223	0,00000
SISMA_UP	Max	-0,18629	0,00000	0,49414	2,47457	0,00000
SISMA_UP	Min	-0,18629	0,00000	0,49414	2,47457	0,00000
SISMA_DO WN	Max	-0,18718	0,00000	0,49425	1,75879	0,00000
SISMA_DO WN	Min	-0,18718	0,00000	0,49425	1,75879	0,00000

**Table: Base Reactions, Part 3 of 3**

OutputCase	StepType	YCentroidF	ZCentroidF	XCentroidF	YCentroidF	ZCentroidF
		Y	Y	Z	Z	Z
		m	m	m	m	m
RIBALTAME NTO	Max	-0,23979	0,00000	0,49428	1,40035	0,00000
RIBALTAME NTO	Min	-0,23979	0,00000	0,49428	1,40035	0,00000

**Table: Load Case Definitions, Part 1 of 2**

**Table: Load Case Definitions, Part 1 of 2**

Case	Type	InitialCond	ModalCase	BaseCase	DesTypeOpt	DesignType	AutoType
DEAD	LinStatic	Zero			Prog Det	DEAD	None
MODAL	LinModal	Zero			Prog Det	OTHER	None
St	LinStatic	Zero			Prog Det	OTHER	None
Sq10	LinStatic	Zero			Prog Det	LIVE	None
Pt	LinStatic	Zero			Prog Det	OTHER	None
q10	LinStatic	Zero			Prog Det	LIVE	None
Pproprio	NonStatic	Zero			Prog Det	DEAD	None
Pp+St	NonStatic	Zero			Prog Det	OTHER	None
FASE INIZIALE	NonStatic	Zero			Prog Det	DEAD	None
FASE FINALE	NonStatic	Zero			Prog Det	OTHER	None
SISMA_UP	NonStatic	Zero			Prog Det	OTHER	None
SISMA_DO WN	NonStatic	Zero			Prog Det	OTHER	None
In_h	LinStatic	Zero			Prog Det	OTHER	None
In_v	LinStatic	Zero			Prog Det	OTHER	None
RIBALTAME NTO	NonStatic	Zero			Prog Det	OTHER	None

**Table: Load Case Definitions, Part 2 of 2**

**Table: Load Case Definitions, Part 2 of 2**

Case	RunCase	CaseStatus	GUID	Notes
DEAD	Yes	Finished		
MODAL	Yes	Finished		
St	Yes	Finished		
Sq10	Yes	Finished		
Pt	Yes	Finished		
q10	Yes	Finished		
Pproprio	Yes	Finished		
Pp+St	Yes	Finished		
FASE INIZIALE	Yes	Finished		
FASE FINALE	Yes	Finished		
SISMA_UP	Yes	Finished		
SISMA_DO WN	Yes	Finished		
In_h	Yes	Finished		
In_v	Yes	Finished		

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
	IG5102ECVCLTR1205001A00	Foglio 42 di 43

**Table: Load Case Definitions, Part 2 of 2**

Case	RunCase	CaseStatus	GUID	Notes
RIBALTAME NTO	Yes	Finished		

**Table: Load Pattern Definitions**

**Table: Load Pattern Definitions**

LoadPat	DesignType	SelfWtMult	AutoLoad	GUID	Notes
DEAD	DEAD	1,000000			
St	OTHER	0,000000			
Sq10	LIVE	0,000000			
Pt	OTHER	0,000000			
q10	LIVE	0,000000			
In_h	OTHER	0,000000			
In_v	OTHER	0,000000			

**Table: Material Properties 01 - General, Part 1 of 2**

**Table: Material Properties 01 - General, Part 1 of 2**

Material	Type	SymType	TempDepen d	Color	GUID
4000Psi	Concrete	Isotropic	No	Green	
A615Gr60	Rebar	Uniaxial	No	White	
A992Fy50	Steel	Isotropic	No	Blue	
C25/30	Other	Isotropic	No	Blue	
C32/40	Other	Isotropic	No	Blue	
GHOST	Other	Isotropic	No	Blue	

**Table: Material Properties 01 - General, Part 2 of 2**

**Table: Material Properties 01 - General, Part 2 of 2**

Material	Notes
4000Psi	Normalweight f'c = 4 ksi added 29/07/2013 14:42:54
A615Gr60	ASTM A615 Grade 60 added 02/08/2013 12:39:35
A992Fy50	ASTM A992 Fy=50 ksi added 29/07/2013 14:42:54
C25/30	ASTM A36 added 29/07/2013 14:47:14
C32/40	ASTM A36 added 29/07/2013 14:47:14
GHOST	ASTM A36 added 29/07/2013 14:47:14



## Table: Material Properties 03g - Other Data

Table: Material Properties 03g - Other Data

Material	SSHysType	FAngle Degrees	DAngle Degrees
C25/30	Takeda	0,000	0,000
C32/40	Takeda	0,000	0,000
GHOST	Takeda	0,000	0,000