

COMMITTENTE:



ALTA  
SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE  
OBIETTIVO N. 443/01  
LINEA AV/AC TORINO – VENEZIA      Tratta VERONA – PADOVA  
Lotto funzionale Verona – Bivio Vicenza  
PROGETTO ESECUTIVO  
SL – SOTTOVIA  
SL01 - PROLUNGAMENTO SOTTOVIA ESISTENTE SOTTO LA LINEA STORICA  
AL km 0+173.22  
SCATOLARE DI PROLUNGAMENTO  
Relazione di calcolo scatolare**

GENERAL CONTRACTOR		DIRETTORE LAVORI		SCALA
IL PROGETTISTA INTEGRATORE Ingegn. Giovanni MALAVENDA iscritto all'ordine degli ingegneri di Venezia n. 4289 N. 4289 Data: Aprile 2021	Consorzio Iricav Due ing. ing. Paolo CARMONA Data: Aprile 2021	ing. Luca Zaccaria iscritto all'ordine degli ingegneri di Ravenna n.A1206 Data: Aprile 2021		-

COMMESSA    LOTTO    FASE    ENTE    TIPO DOC.    OPERA/DISCIPLINA    Progr.    REV.    FOGLIO

I	N	1	7	1	1	E	I	2	C	L	S	L	0	1	A	0	0	0	1	B	-	-	-	P	-	-	-
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

		VISTO CONSORZIO IRICAV DUE	
		Firma	Data
		Luca RANDOLFI	



Progettazione:

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	IL PROGETTISTA
A	EMISSIONE	CODING	30/03/21	S.Cecchi	30/03/21	P. Luciani	30/03/21	 Giuseppe Fabrizio Coppa Data: 30/04/21
B	REVISIONE PER RECEPIMENTO ISTRUTTORIA ENTE VALIDATORE	CODING	30/04/21	S.Cecchi	30/04/21	P. Luciani	30/04/21	

CIG. 8377957CD1	CUP: J41E91000000009	File: IN1711E12CLSL01A0001B.DOCX Cod. origine:
-----------------	----------------------	---





Progetto cofinanziato  
dalla Unione Europea



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLSL01A0001	B

## INDICE

1	PREMESSA	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
3	UNITÀ DI MISURA	7
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	8
4.1	Calcestruzzo	8
4.2	Acciaio per armature ordinarie	8
4.3	Copriferrì	8
4.4	Durabilità e prescrizioni sui materiali	8
5	PARAMETRI SISMICI	10
6	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	12
6.1	RILEVATI E RINTERRI	12
6.2	STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI	12
6.3	LIQUEFACIBILITÀ DEI TERRENI	12
7	ANALISI DEI CARICHI	13
7.1	Condizioni di carico	13
7.1.1	Peso proprio strutturale (PP)	13
7.1.2	Carichi permanenti portati (PERM)	13
7.1.3	Spinta del terreno (SPTSX e SPTDX)	13
7.1.4	Azioni della falda (SPTW)	14
7.1.5	Azioni termiche (TERM)	15
7.1.6	Viscosità e Ritiro (RITIRO)	15
7.1.7	Azioni variabili da traffico	16
7.1.8	Azioni sismiche	20
7.2	COMBINAZIONI DI CARICO	23
8	CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALI	30
8.1	VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO	30
8.1.1	Verifica a fessurazione	30
8.1.2	Verifica delle tensioni in esercizio	31
8.1.3	Verifica di deformabilità e vibrazioni	32
8.2	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI	34
8.2.1	Sollecitazioni flettenti	34
8.2.2	Sollecitazioni taglianti	34
9	CRITERI DI MODELLAZIONE STRUTTURALE	36
9.1	Modellazione fem	36
9.1.1	Geometria	36
9.1.2	Interazione terreno-struttura	39

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>11</p>	<p>Codifica</p> <p>EI2CLSL01A0001</p>	<p>B</p>

10	ANALISI DEI RISULTATI	41
10.1	Sollecitazioni e verifiche strutturali	41
10.1.1	Soletta copertura s=0.9m - Verifiche a flessione – Armatura Dir.Y	41
10.1.2	Soletta copertura s=0.9m - Verifiche a flessione – Armatura Dir.X	44
10.1.3	Soletta copertura s=0.9m - Verifiche a taglio	47
10.1.4	Soletta fondazione s=1.10m - Verifiche a flessione – Armatura Dir.Y	49
10.1.5	Soletta fondazione s=1.10m - Verifiche a flessione – Armatura Dir.X	52
10.1.6	Soletta fondazione s=1.10m - Verifiche a taglio	54
10.1.7	Piedritti s=0.9m - Verifiche a flessione – Armatura Dir.Y	58
10.1.8	Piedritti s=0.9m - Verifiche a flessione – Armatura Dir.X	60
10.1.9	Piedritti s=0.9m - Verifiche a taglio	62
10.2	Verifiche di deformabilità	64
10.2.1	Inflessione nel piano verticale	64
10.2.2	Deformazioni torsionali	65
10.2.3	Stato limite di comfort dei passeggeri	65
11	VERIFICHE GEOTECNICHE	66
11.1	Verifica della capacità portante	66
11.2	Valutazione dei cedimenti	74
11.3	Verifica a sollevamento	76
12	DICHIARAZIONE SECONDO NTC2008 (§ 10.2)	78

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLSL01A0001	B

## 1 PREMESSA

La presente relazione afferisce ai calcoli e alle verifiche strutturali del prolungamento del sottovia ferroviario denominato 'SL01', ubicato al km 0+173.22, nell'ambito della redazione dei documenti tecnici relativi alla progettazione esecutiva della Linea AV/AC Verona - Padova, Sub tratta Verona Porta Vescovo – Montebello Vicentino, 1° sub lotto Montebello Vicentino - Vicenza.

La struttura scatolare in c.a. gettato in opera ha dimensioni nette interne, valutate in retto, pari a 14.50 x 5.60 m, con soletta di copertura e piedritti di spessore 0.90 m, e soletta di fondazione di spessore 1.10 m.

Lo scatolare ospita al suo interno la sede stradale e una pista ciclopedonale. La soletta interessata dalla pista prevede uno spessore di 0.30 m.

La distanza tra la quota del piano del ferro e l'estradosso della soletta superiore è pari a 0.80 m.

L'opera presenta uno sviluppo longitudinale di circa 20 m.

L'asse stradale rispetto all'asse della ferrovia è ruotato di un angolo di circa 61°.

Si individua nello stralcio planimetrico riportato a seguire l'ubicazione del sottovia in esame.

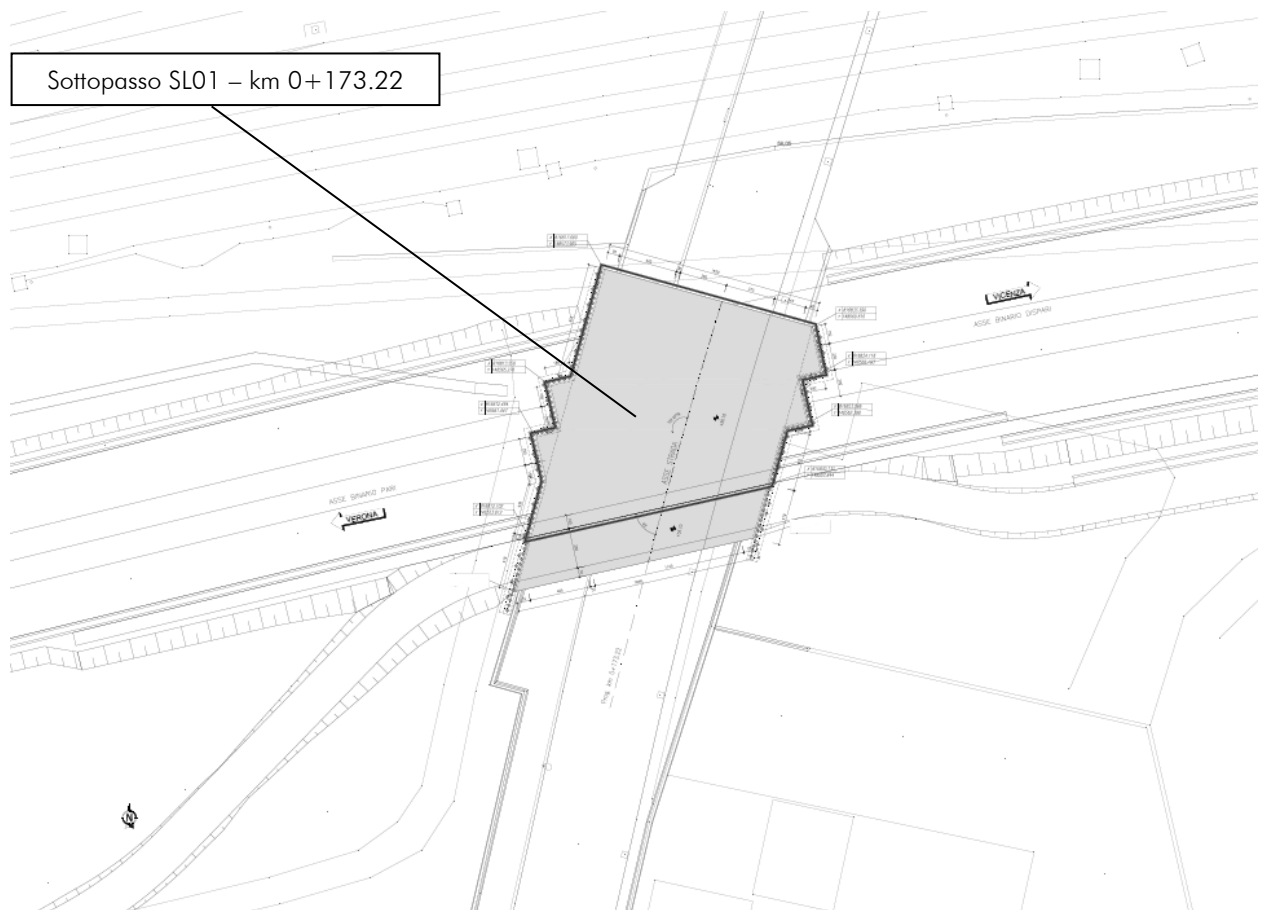




Figura 1 Stralcio planimetrico – Ubicazione Sottovia SL01

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>11</p>	<p>Codifica</p> <p>EI2CLS01A0001</p>	<p>B</p>

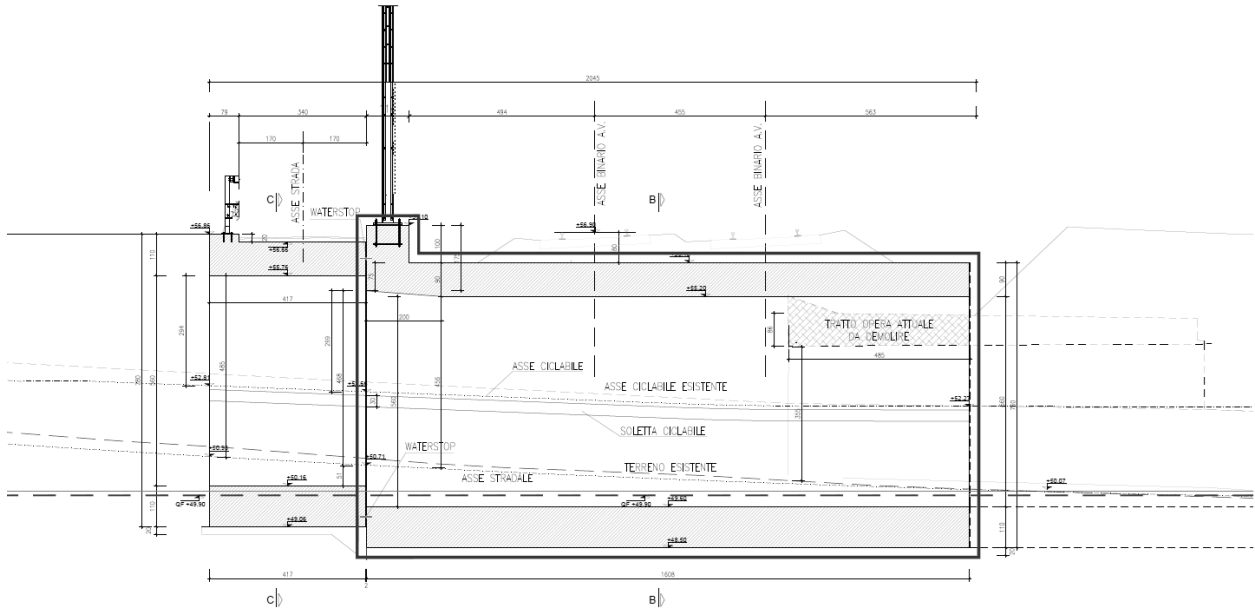


Figura 2 Sezione longitudinale Sottovia SL01

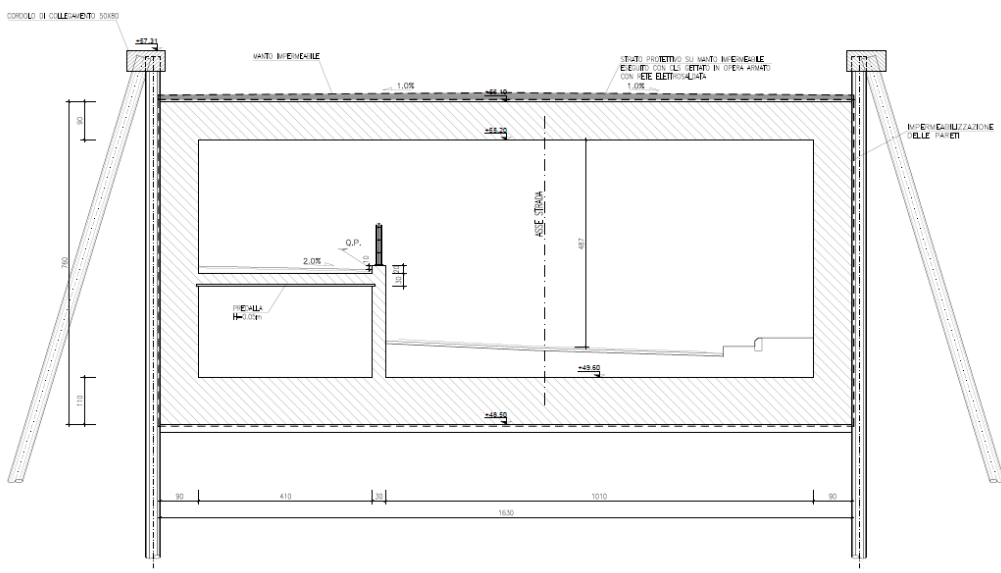




Figura 3 Sezione trasversale Sottovia SL01

La modellazione dell'azione sismica e delle strutture è stata eseguita mediante il programma di calcolo strutturale agli elementi finiti Midas-Gen.

Le strutture sono state progettate coerentemente con quanto previsto dalla normativa "Norme Tecniche per le Costruzioni" - DM 14.1.2008 e Circolare n. 617 "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni".

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLSL01A0001	B


## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

L'analisi dell'opera e le verifiche degli elementi strutturali sono state condotte in accordo con le disposizioni legislative in elenco e in particolare con le seguenti norme e circolari:

- Decreto Ministeriale del 14 Gennaio 2008: "Norme Tecniche per le Costruzioni".
- Circolare M.LL.PP. n. 617 del 2 Febbraio 2009: Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale del 14/01/2008".

Si è tenuto inoltre conto dei seguenti documenti:



- UNI EN 1990 – Aprile 2006: Eurocodice: Criteri generali di progettazione strutturale.
- UNI EN 1991-1-1 – Agosto 2004: Eurocodice 1 – Parte 1-1: Azioni in generale – Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi variabili.
- UNI EN 1991-1-4 – Luglio 2005: Eurocodice 1. Azioni sulle strutture. Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento.
- UNI EN 1992-1-1 – Novembre 2005: Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1992-2 – Gennaio 2006: Eurocodice 2. Progettazione delle strutture di calcestruzzo. Parte 2: Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi.
- UNI-EN 1997-1 – Febbraio 2005: Eurocodice 7. Progettazione geotecnica. Parte 1: Regole generali.
- UNI-EN 1998-1 – Marzo 2005: Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- UNI-EN 1998-5 – Gennaio 2005: Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.
- Legge 5-11-1971 n° 1086: "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, ed a struttura metallica".
- Legge. 2 febbraio 1974, n. 64.: "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".
- UNI EN 206-1-2016: Calcestruzzo. "Specificazione, prestazione, produzione e conformità".
- UNI 11104:2016 "Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Specificazioni complementari per l'applicazione della EN 206".
- RFI DTC SI MA IFS 001 B – Dicembre 2017: Manuale di progettazione delle opere civili.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p>Consorzio IricAV Due</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p>ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>11</p>	<p>Codifica</p> <p>EI2CLSL01A0001</p>	<p>B</p>

### 3 UNITÀ DI MISURA

Le unità di misura usate nella presente relazione sono:

- lunghezze [m]
- forze [kN]
- momenti [kNm]
- tensioni [MPa]

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLSL01A0001	B

## 4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

### 4.1 CALCESTRUZZO

Per la realizzazione dello scatolare, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza 32/40 ( $R_{ck} \geq 40.00 \text{ N/mm}^2$ ) che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)

$$f_{ck} = 0.83 \times R_{ck} = 33.20 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza media a compressione

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.20 \quad \text{N/mm}^2$$

Modulo elastico

$$E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33643 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza di calcolo a compressione

$$f_{cd} = a_c \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times f_{ck} / 1.5 = 18.81 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza a trazione media

$$f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 3.10 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza a trazione

$$f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 2.17 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza a trazione di calcolo

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.45 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza a compressione (comb. Rara)

$$\sigma_c = 0.55 \times f_{ck} = 18.26 \quad \text{N/mm}^2$$

Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)

$$\sigma_c = 0.40 \times f_{ck} = 13.28 \quad \text{N/mm}^2$$

### 4.2 ACCIAIO PER ARMATURE ORDINARIE

Classe acciaio per armature ordinarie B450C

Tensione di snervamento caratteristica  $f_{yk} \geq 450 \text{ MPa}$

Tensione caratteristica di rottura  $f_t \geq 540 \text{ MPa}$

Modulo di elasticità  $E_s = 210000 \text{ MPa}$

### 4.3 COPRIFERRI

Si riportano di seguito i copriferri nominali per le strutture in calcestruzzo armato:



Strutture di elevazione 5.0 cm

Strutture di fondazione 5.0 cm

### 4.4 DURABILITÀ E PRESCRIZIONI SUI MATERIALI



Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.



<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>11</p>	<p>Codifica</p> <p>EI2CLSL01A0001</p>	<p>B</p>

Si adotta quanto segue:

Fondazione	Classe di esposizione	XC2
Elevazione	Classe di esposizione	XC4

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 		
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLSL01A0001 B

## 5 PARAMETRI SISMICI

Per la definizione dell'azione sismica occorre definire il periodo di riferimento  $P_{VR}$  in funzione dello stato limite considerato. La vita nominale ( $V_N$ ) dell'opera è stata assunta pari a 100 anni. La classe d'uso assunta è la III. Il periodo di riferimento ( $V_R$ ) per l'azione sismica, data la vita nominale e la classe d'uso, vale:

$$V_R = V_N \times C_u = 100 \times 1.5 = 150 \text{ anni.}$$

Il valore di probabilità di superamento del periodo di riferimento  $P_{VR}$ , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente, è:

$$P_{VR} (SLV) = 10\%.$$

Il periodo di ritorno dell'azione sismica  $T_R$  espresso in anni vale:

$$T_R (SLV) = - \frac{V_r}{\ln(1 - P_{VR})} = 1424 \text{ anni}$$

Dato il valore del periodo di ritorno suddetto, tramite le tabelle riportate nell'Allegato B della norma o tramite la mappatura messa a disposizione in rete dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), è possibile definire i valori di  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T^*_c$ :

$a_g$  → accelerazione orizzontale massima del terreno su suolo di categoria A, espressa come frazione dell'accelerazione di gravità;

$F_0$  → valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

$T^*_c$  → periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

$S$  → coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica ( $S_s$ ) e dell'amplificazione topografica ( $S_t$ );

Il calcolo viene eseguito con il metodo pseudostatico (N.T.C. par. 7.11.6). In queste condizioni l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico.

Le spinte delle terre, considerando lo scatolare una struttura rigida e priva di spostamenti (NTC par. 7.11.6.2.1 e EC8-5 par.7.3.2.1), sono calcolate in regime di spinta a riposo, condizione che comporta il calcolo delle spinte in condizione sismica con l'incremento dinamico di spinta del terreno calcolato secondo la formula di Wood:

$$\Delta P_d = S a_g / g \gamma h_{tot}^2$$

L'azione sismica è rappresentata da un insieme di forze statiche orizzontali e verticali, date dal prodotto delle forze di gravità per le accelerazioni sismiche massime attese al suolo, considerando la componente verticale agente verso l'alto o verso il basso, in modo da produrre gli effetti più sfavorevoli.



I valori delle caratteristiche sismiche per lo SLV sono i seguenti:

Latitudine: 45.435371

Longitudine: 11.03358

$a_g = 0.233 \text{ g};$

$F_0 = 2.434;$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLSL01A0001	B

$$T_c^* = 0.284 \text{ s.}$$

Il sottosuolo su cui insiste l'opera ricade in categoria sismica "C" e categoria topografica "T1". I coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica risultano quindi:

$$S_S = 1.360;$$

$$S_T = 1.0.$$

Risulta quindi:

$$a_{\max} = 3.1 \text{ m/s}^2;$$

$$k_h = 0.317;$$

$$k_v = \pm 0.158.$$



con:

$$a_{\max} = S \cdot a_g = S_S \cdot S_T \cdot a_g$$

$$k_h = \beta_m \cdot \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 \cdot k_h$$

Nel caso in esame, poiché l'opera non è in grado di subire spostamenti relativi rispetto al terreno, il coefficiente  $\beta_m$  assume valore unitario.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
		Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLSL01A0001 B

## 6 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

### 6.1 RILEVATI E RINTERRI

Sono riassunte nel prospetto riportato di seguito le caratteristiche del terreno dei rilevati ferroviari esistenti e di nuova progettazione (con  $\gamma$  pari al peso specifico del terreno;  $\gamma_{sat}$  pari al peso specifico saturo del terreno;  $c'$  pari alla coesione;  $\phi'$  pari all'angolo di attrito;  $K_0$  coefficiente di spinta a riposo):

Parametri del rilevato ferroviario				
$\gamma$	$\gamma_{sat}$	$c'$	$\phi'$	$k_0$
(kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>3</sup> )	(kPa)	(°)	(-)
20.00	20.00	0.0	38.0	0.384

### 6.2 STRATIGRAFIA E PARAMETRI GEOTECNICI

Si esibiscono di seguito le caratteristiche geotecniche relative al terreno di fondazione della tratta in cui ricade il sottovia in esame, desunte dagli esiti delle indagini effettuate.

La quota rispetto alla quale è individuata la stratigrafia riportata a seguire, corrispondente a 50.55 m s.l.m. , è assunta coincidente col p.c. locale dell'opera in esame intercettato sulla linea.

Per quanto riguarda la falda di progetto, questa è assunta alla quota di 49.90 m s.l.m. , ossia a circa 0.65 m dalla quota del terreno esistente. Per ulteriori dettagli circa la posizione della falda di progetto si faccia riferimento alla relazione geotecnica della WBS in oggetto.

**Tabella 1** Stratigrafia e valori caratteristici dei parametri geotecnici di calcolo

Strato	Formazione	s	$\gamma$	$\phi'_k$	$c'_k$	$c_{uk}$	$E'$
		(m)	(kN/m <sup>3</sup> )	(°)	(kPa)	(kPa)	(kN/m <sup>2</sup> )
1	UG6 – Ghiaie, ghiaie con sabbie	30.0	19	39	0	-	50000

#### LEGENDA

$\gamma$  = peso di volume naturale;

$\phi'_k$  = valore caratteristico dell'angolo di attrito;



$c'_k$  = valore caratteristico della resistenza al taglio in condizioni drenate;

$c_{uk}$  = valore caratteristico della coesione non drenata;

$E'$  = modulo elastico del terreno.

### 6.3 LIQUEFACIBILITA' DEI TERRENI

Non sono stati rilevati livelli di terreni potenzialmente liquefacibili in corrispondenza dell'opera in esame. Per ulteriori dettagli si faccia riferimento alla relazione geotecnica della WBS in oggetto.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 		
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLSL01A0001 B

## 7 ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono le condizioni di carico elementari assunte per l'analisi delle sollecitazioni e per le verifiche della struttura in esame. Tali condizioni di carico elementari saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

### 7.1 CONDIZIONI DI CARICO

#### 7.1.1 Peso proprio strutturale (PP)

I pesi propri strutturali sono calcolati in automatico dal programma di calcolo strutturale sulla base delle caratteristiche dei materiali utilizzati. Si è assunto per il calcestruzzo un peso specifico pari a 25kN/m<sup>3</sup>.

#### 7.1.2 Carichi permanenti portati (PERM)

##### Soletta superiore

Ballast e armamento                      0.8m                      x                      18.00 kN/mc =                      14.40 kN/mq

Peso totale permanenti portati sulla soletta superiore:

$$P_{ps} = 14.40 \text{ kN/mq}$$

##### Soletta inferiore

Sulla soletta inferiore sono stati considerati i carichi permanenti relativi alla sovrastruttura stradale, favorevoli nei riguardi delle verifiche strutturali, sfavorevoli nei riguardi delle verifiche geotecniche dell'opera:

Spessore medio sovrastruttura stradale	0.8	m
Peso specifico sovrastruttura stradale	18	kN/m <sup>3</sup>
Peso sovrastruttura stradale	14.4	kN/m <sup>2</sup>

Per quanto riguarda il peso della pavimentazione della pista ciclabile, si è considerato:



Spessore medio sovrastruttura stradale	0.15	m
Peso specifico sovrastruttura stradale	18	kN/m <sup>3</sup>
Peso sovrastruttura stradale	2.7	kN/m <sup>2</sup>

#### 7.1.3 Spinta del terreno (SPTSX e SPTDX)

La struttura è stata analizzata nella condizione di spinta a riposo.

$$K_0 = 0.384$$

La pressione del terreno è stata calcolata come:

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLSL01A0001	B

$$P = (P_b + h_{\text{variabile}} * \gamma_{\text{terreno\_piedritto}}) * K_o$$

al di sopra della falda

$$P = [P_b + h_{\text{variabile}} * (\gamma_{\text{terreno\_piedritto}} - \gamma_w)] * K_o$$

al di sotto della falda

per cui risulta quanto segue.

Pressione estradosso soletta superiore	$P_1 = 6.15$	kN/m
Pressione in asse soletta superiore	$P_2 = 9.61$	kN/m
Pressione in asse soletta inferiore	$P_3 = 57.07$	kN/m
Pressione intradosso soletta inferiore	$P_4 = 59.19$	kN/m

Nella figura seguente si riportano i diagrammi di spinta del terreno agenti sui piedritti.

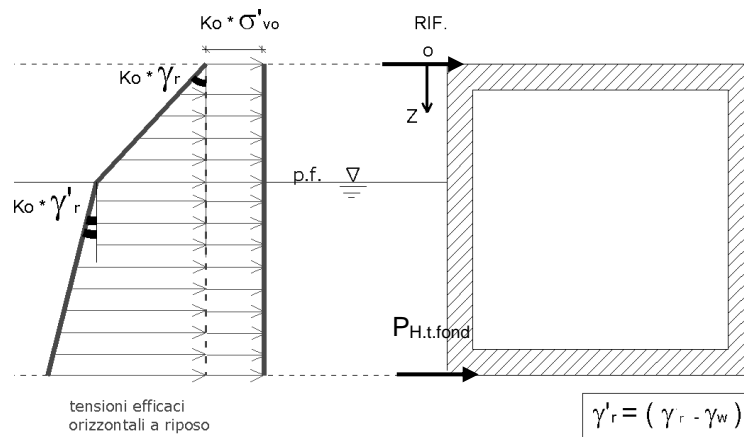



Figura 4 SPTSX

In presenza di sisma, il coefficiente di spinta adottato è quello di spinta attiva  $k_a = 1 - \frac{\sin \phi'}{1 + \sin \phi'}$

#### 7.1.4 Azioni della falda (SPTW)

La falda è posizionata al di sopra del piano di posa della fondazione pertanto si considera, in aggiunta alla spinta delle terre sopra definita, la spinta idrostatica esercitata dall'acqua sulle pareti verticali, pari a  $S_w = \gamma_w * z$ , e la sottospinta idraulica diretta verso l'alto sulla soletta inferiore, pari al prodotto del peso specifico dell'acqua, per l'altezza dello scatolare immerso,  $P_w = \gamma_w * h_{\text{imm}}$ .

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLSL01A0001	B

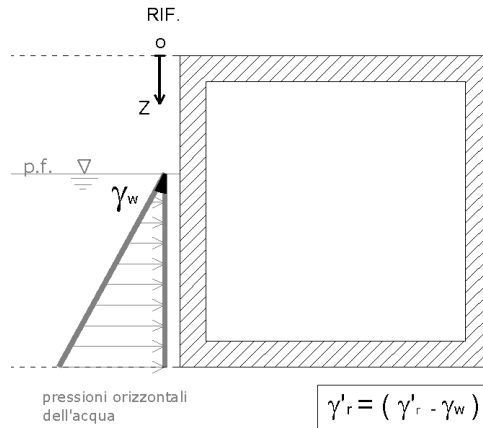


Figura 5 SPTW

### 7.1.5 Azioni termiche (TERM)

Sono stati considerati gli effetti dovuti alle variazioni termiche. In particolare, è stata considerata sulla soletta superiore una variazione termica uniforme di  $\pm 15^\circ \text{C}$  ed una variazione termica nello spessore, tra estradosso ed intradosso, pari a  $\Delta T_v = \pm 5^\circ \text{C}$ . Il valore applicato della variazione termica uniforme viene ridotto di 1/3 per considerare gli effetti viscosi del calcestruzzo, ed è quindi pari a  $\pm 5^\circ \text{C}$ . Per il coefficiente di dilatazione termica si assume:

$$\alpha = 10 \cdot 10^{-6} = 0.00001 \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}.$$

### 7.1.6 Viscosità e Ritiro (RITIRO)

Il ritiro viene applicato mediante una variazione termica uniforme della copertura, in grado di produrre la stessa deformazione nel calcestruzzo.

I fenomeni di ritiro sono stati considerati agenti sulla sola soletta di copertura ed applicati nel modello come una variazione termica uniforme equivalente pari a:

$$\Delta T_{\text{ritiro}} = -8.77 \text{ } ^\circ\text{C}.$$

Di seguito i risultati delle analisi.

L'analisi delle sollecitazioni viene svolta per una striscia di larghezza unitaria, assumendo la dimensione convenzionale  $h_0$  pari a  $2 \times A_c/u$  ed un calcestruzzo 32/40.



Caratteristiche della sezione:

$$B = 1.00 \text{ m}$$

$$H = 0.90 \text{ m}$$

Caratteristiche del cls a tempo zero:

$$f_{ck} = 33.20 \text{ N/mm}^2 \quad \text{classe del cls}$$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLSL01A0001	B

$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41.20 \text{ N/mm}^2$  resistenza a compressione media

Deformazione da ritiro:

U.R. = 75 % umidità relativa

$\epsilon_{ca}(t=\infty) = -5.80E-05$  ritiro autogeno

$\epsilon_{cd}(t=\infty) = -1.88E-04$  ritiro per essiccamento

$\epsilon_r = \epsilon_{ca} + \epsilon_{cd} = -2.46E-04$

Il ritiro viene considerato nel calcolo delle sollecitazioni come un'azione termica applicata alla soletta superiore di intensità pari a:

$$\alpha \times \Delta T \times E_c = \epsilon_r \times E_c / (1 + \varphi)$$

$$\Delta T = \epsilon_r / [\alpha \times (1 + \varphi)] = -2.46E-04 / [1.00E-05 \times (1 + 2.13)] = -8.^\circ\text{C}$$

I fenomeni di ritiro vengono considerati agenti solo sulla soletta di copertura per simulare la condizione di ritiro differenziale della soletta.

Gli effetti della viscosità del calcestruzzo sono stati valutati impiegando i coefficienti indicati nell'appendice B dell'UNI EN1992-1-1.

La deformazione viscosa del calcestruzzo al tempo infinito per una tensione costante applicata all'età  $t_0$  del calcestruzzo, è data da:

$$\epsilon_{cc}(\infty, t_0) = \phi(\infty, t_0) (\sigma_c / E_c)$$

dove il coefficiente di viscosità  $\phi(\infty, t_0)$  al generico tempo  $t$  è calcolato con la seguente relazione:

$$\phi(\infty, t_0) = \Phi_0 \beta_c(t, t_0)$$

Essendo :

- $\Phi_0$  il coefficiente nominale di viscosità;
- $\beta_c(t, t_0)$  è un coefficiente atto a descrivere l'evoluzione della viscosità nel tempo dopo l'applicazione del carico.

Si assume cautelativamente un valore del coefficiente di viscosità pari a 2.



### 7.1.7 Azioni variabili da traffico

#### Coefficiente di incremento dinamico

Per il calcolo del coefficiente dinamico  $\Phi$  si è fatto riferimento al paragrafo 2.5.1.4.2.5 del MdP RFI DTC SI PS MA IFS 001 C, tenendo conto di quanto riportato nella Tabella 2.5.1.4.2.5.3-1. In particolare, poiché la struttura ha altezza libera  $< 5.0\text{m}$  e luce libera  $> 8.0\text{m}$ , considerando la linea con elevato standard manutentivo, vale quanto segue:

Lunghezza del trasverso	$L_{\text{soletta}} =$	14.50m
Altezza dei piedritti	$H_{\text{int}} =$	5.60m
Ricoprimento	$h_r =$	0.80m



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLSL01A0001	B

Lunghezza media	$L_m =$	8.57m
Lunghezza caratteristica	$L_\phi =$	11.14
Coeff. incremento dinamico	$\phi_2 =$	1.15

In accordo alla normativa, tale coefficiente dinamico non verrà ridotto in quanto il ricoprimento è inferiore ad un metro.

### Larghezza di diffusione

Il sovraccarico ferroviario è stato distribuito dalla rotaia alla quota del piano medio della soletta di copertura assumendo che detta diffusione avvenga con rapporto 4/1 lungo il ballast ed 1/1 nel massetto delle pendenze e nelle strutture in c.a., con un aumento dell'impronta di carico pari a:

$$\Delta_d = 0.55 \quad \text{m}$$

La diffusione del carico in senso trasversale all'asse binario risulta dunque pari a:

$$L_d = 2.60 + 2 \Delta_d = 3.70 \quad \text{m}$$

### Treno LM71 (ACCM\_LM71)

#### Carichi verticali sulla soletta superiore

Il treno LM71 viene schematizzato da 4 assi da 250 kN disposti ad interasse di 1,60 m e da un carico distribuito di 80 kN/m in entrambe le direzioni per una larghezza illimitata.

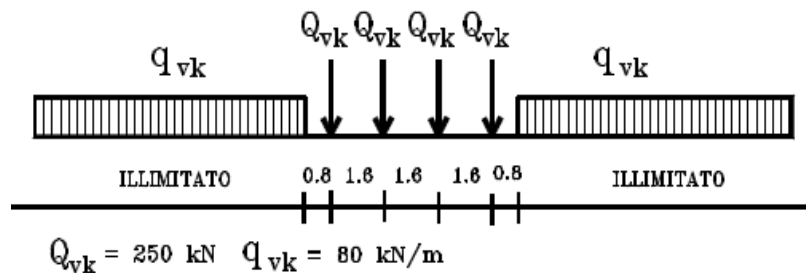


Figura 6 Treno LM71



La larghezza di diffusione in direzione longitudinale, considerando una larghezza della traversina pari a 0.25 m, risulta pari a:

$$L_l = 0.25 + 2 \times \Delta_d = 1.35 \quad \text{m}$$

Poiché la larghezza è minore dell'interasse degli assi (1.6m), le larghezze di diffusione dei singoli assi non si sovrappongono.

Si assume cautelativamente una lunghezza totale di diffusione dei quattro carichi concentrati:

$$L_l = 5.90 \quad \text{m.}$$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLSL01A0001	B

Pertanto il carico ripartito dovuto al treno LM71 (considerando il coefficiente di adattamento  $\alpha=1.1$  ed il coefficiente dinamico  $\Phi$ ) risulta:

Carico ripartito prodotto dalle forze concentrate	$P_{V,Q1.cop} =$	58.00 kN/m <sup>2</sup>
Carico ripartito prodotto dal carico distribuito	$P_{V,Q2.cop} =$	27.40 kN/m <sup>2</sup>

I carichi del treno LM71 saranno dislocati a cavallo dell'asse di mezzeria della soletta superiore per cogliere il valore del massimo momento in campata; ubicandoli, invece, in adiacenza al piedritto di destra, si coglierà il valore del massimo taglio.

### Treno SW/2 (ACCM\_SW2)

#### Carichi verticali sulla soletta superiore

Tale carico schematizza gli effetti statici prodotti dal traffico ferroviario pesante. Viene schematizzato da un carico lineare uniformemente ripartito di valore pari a 150 kN/m (coefficiente  $\alpha = 1,00$ ):

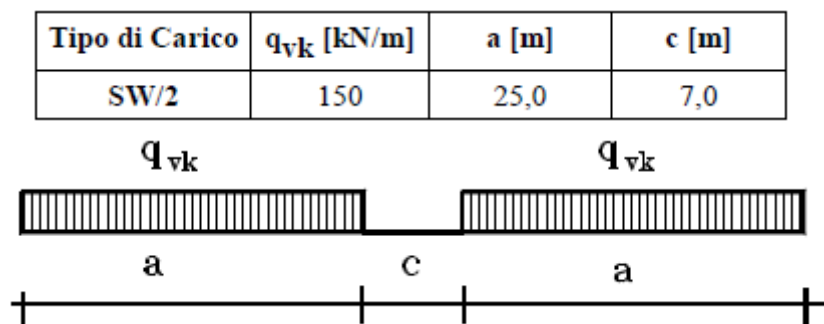




Figura 7 Treno di carico SW

Per la struttura scatolare in oggetto risulta:

$$q = q_{vk} / L_{d1} \times \phi = 46.7 \text{ kN/m}^2$$

Si considera il treno di carico SW/2 applicato su tutta la soletta superiore.

Ciascuno dei due modelli di carico teorici (Treno LM71-Treno SW-2) è stato implementato nel programma di analisi strutturale agli elementi finiti MidasGen; tale codice di calcolo, tramite l'utility 'Moving Load Case', consente di definire di volta in volta l'effetto più gravoso, in termini di sollecitazioni, deformazioni, reazioni vincolari, che le varie configurazioni di carichi mobili, individuate automaticamente, producono sui vari elementi finiti costituenti il modello di calcolo.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLSL01A0001	B

### Numero di treni contemporanei

Conformemente a quanto riportato nel par. 5.2.3.1.2\_Tab.5.2.III del DM 14.1.2008, si sono considerati due treni contemporanei sull'impalcato, sia per il traffico normale che per quello pesante.

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante <sup>(2)</sup>
		caso a <sup>(1)</sup>	caso b <sup>(1)</sup>	
1	Primo	1,0 (LM 71 <sup>++</sup> SW/0 <sup>++</sup> )	-	1,0 SW/2
2	Primo	1,0 (LM 71 <sup>++</sup> SW/0 <sup>++</sup> )	-	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71 <sup>++</sup> SW/0 <sup>++</sup> )	-	1,0 (LM 71 <sup>++</sup> SW/0 <sup>++</sup> )
≥ 3	Primo	1,0 (LM 71 <sup>++</sup> SW/0 <sup>++</sup> )	0,75 (LM 71 <sup>++</sup> SW/0 <sup>++</sup> )	1,0 SW/2
	secondo	1,0 (LM 71 <sup>++</sup> SW/0 <sup>++</sup> )	0,75 (LM 71 <sup>++</sup> SW/0 <sup>++</sup> )	1,0 (LM 71 <sup>++</sup> SW/0 <sup>++</sup> )
	Altri	-	0,75 (LM 71 <sup>++</sup> SW/0 <sup>++</sup> )	-

<sup>(1)</sup> LM71 “+” SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71, SW/0

<sup>(2)</sup> Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

**Tabella 2** Carichi mobili in funzione del numero di binari presenti sul ponte - Tab.5.2.III del DM 14.1.2008

### Frenatura e avviamento (AVV e FREN)

L'azione di frenatura ed avviamento dei treni è definita secondo quanto riportato nel par. 2.5.1.4.3.3 del “Manuale di progettazione delle opere civili”:

Treno SW/2 in frenatura

$$q_{lb,k} = 35 \text{ kN/m} \times L \times \alpha \text{ (al metro di lunghezza del binario)}$$

Treno LM71 in avviamento

$$q_{la,k} = 33 \text{ kN/m} \times L \times \alpha \text{ (al metro di lunghezza del binario)}$$

- Distribuzione trasversale dei carichi

Le azioni si sono distribuite trasversalmente secondo i medesimi criteri descritti per i carichi verticali dei treni.

Risulta:



Treno LM71

Avviamento  $A_v = 33 \text{ kN/m}$

Carico distribuito su  $L_d$ :

$$q_{Av} = A_v \alpha / L_d = 9.81 \text{ kN/m}$$

Treno SW/2

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLSL01A0001	B

Frenatura  $A_v = 35 \text{ kN/m}$

Carico distribuito su  $L_d$ :

$$q_{Av} = A_v \alpha / L_d = 9.46 \text{ kN/m}$$

### Spinta del sovraccarico sul rilevato (SPACCSX e SPACCDX)

#### Treno LM71

Si è considerata la sola spinta prodotta dal carico ripartito equivalente alle forze concentrate calcolata secondo la formula  $p = q \times k_o$ , con  $k_o$  pari al coefficiente di spinta a riposo del rilevato ferroviario e  $q$  pari al carico dovuto al traffico ferroviario.

$$P_{H.Q.ritti} = (P_{V.Q1.cop} / \Phi) K_0 = 19.4 \text{ kN/m}^2$$

#### Treno SW/2

$$P_{H.Q.ritti} = (q_{sw/2} / \Phi) K_0 = 15.6 \text{ kN/m}^2$$

### Serpeggio (SERP)

La forza laterale indotta dal serpeggio si considera come una forza concentrata agente orizzontalmente, applicata alla sommità della rotaia più alta, perpendicolarmente all'asse del binario. Tale azione si applicherà sia in rettilineo che in curva. Il valore caratteristico di tale forza sarà assunto pari a  $Q_{sk} = 100 \text{ kN}$ .

Considerando la diffusione del carico, si avrà:

$$q_{serp} = Q / (L_d * L_{tot}) = 1.66 \text{ kN/m}^2$$

### Sovraccarichi accidentali sulla soletta di fondazione (ACC\_SOLINF)

Si applica un carico uniformemente distribuito equivalente ai carichi della Corsia n°1 dello Schema di Carico 1 per ponti stradali, sulla larghezza utile dello scatolare. Il carico è favorevole nei confronti delle verifiche strutturali e sfavorevole nei confronti delle verifiche geotecniche della soletta di fondazione.



### Forza centrifuga

Non presentando i binari un tracciato in curva, la Forza Centrifuga non è stata considerata.

## 7.1.8 Azioni sismiche

### Forze di inerzia:

Per il calcolo dell'azione sismica si è utilizzato il metodo dell'analisi pseudo-statica in cui l'azione sismica è rappresentata da una forza statica equivalente pari al prodotto delle forze di gravità per un opportuno coefficiente sismico  $k$ .

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLSL01A0001	B

Le forze sismiche sono pertanto le seguenti:

$$\text{Forza sismica orizzontale } F_h = k_h \times W$$

$$\text{Forza sismica verticale } F_v = k_v \times W$$

I valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni:

$$k_h = a_{max}/g$$

$$k_v = \pm 0.5 \times k_h$$

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \psi_{2i} Q_{ki}$$

Dove nel caso specifico si assumerà, per i carichi dovuti al transito dei convogli ferroviari,  $\psi_{2i} = 0.2$ .

Come massa del treno è stato considerato il carico uniformemente distribuito sulla copertura di intensità maggiore tra LM71 e SW/2.

#### Forze sismiche orizzontali (SISMA\_H)

Forza orizzontale sulla soletta di copertura (carico orizzontale uniformemente distribuito applicato alla soletta di copertura):

$$F'_h = k_h (G_1 + G_2 + \psi_{2i} Q_{ki})$$

Forza orizzontale sui piedritti (carico orizzontale uniformemente distribuito applicato ai piedritti):

$$F''_h = k_h G_p$$

Le azioni sono calcolate in automatico dal programma di calcolo strutturale.



#### Forze sismiche verticali (SISMA\_V)

Per la forza sismica verticale avremo analogamente (carico verticale uniformemente distribuito applicato alla soletta di copertura):

Forza verticale sulla soletta di copertura:

$$F'_v = k_v (G_1 + G_2 + \psi_{2i} Q_{ki})$$

Le azioni sono calcolate in automatico dal programma di calcolo strutturale.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLSL01A0001	B

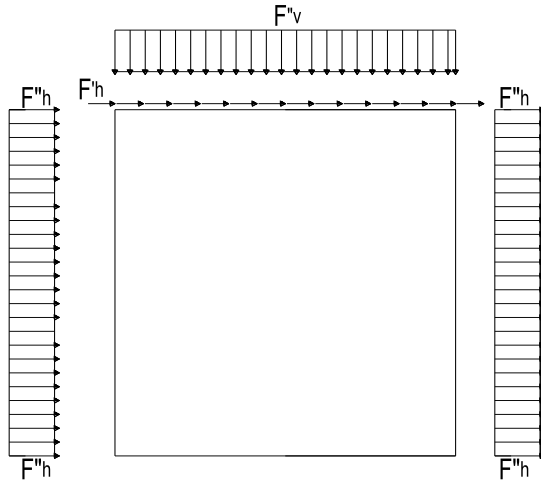


Figura 8 Forze sismiche agenti sulla struttura

### Spinta delle terre in fase sismica (SPSDX e SPSSX)

Le spinte delle terre sono state determinate con la teoria di Wood, secondo la quale la risultante dell'incremento di spinta per effetto del sisma su una parete di altezza H viene determinata con la seguente espressione (Wood J.H., 1973):

$$\Delta P_d = \gamma \cdot k_h \cdot H^2$$

Con  $k_h$  valutato come indicato nel capitolo 5, relativo alla definizione dei parametri sismici. Si è applicata dunque una pressione uniforme su uno solo dei piedritti pari a  $\Delta P/H$ :

$$p = 48.2 \text{ kN/m}^2$$

Sisma proveniente da sinistra

Sisma proveniente da destra

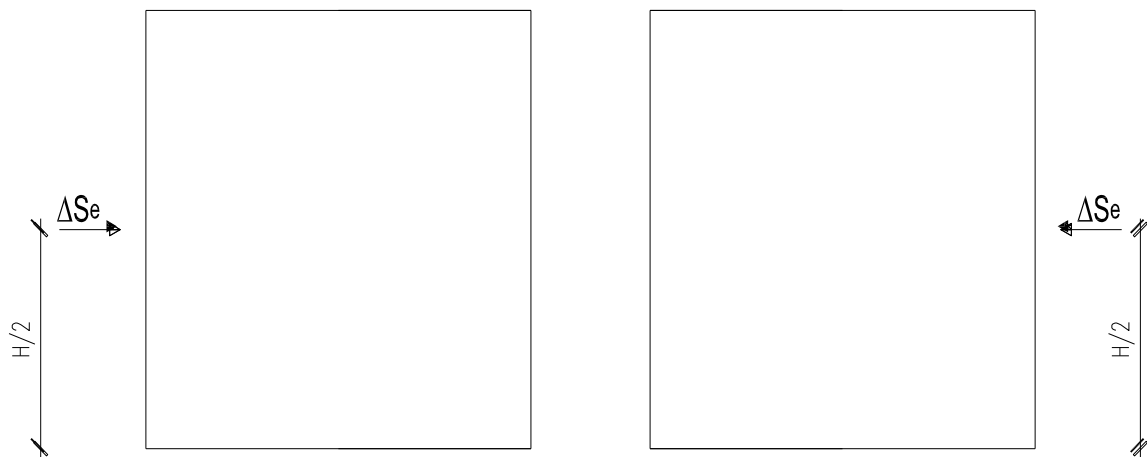




Figura 9 Spinta sismica del terreno secondo la teoria di Wood

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
		Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLSL01A0001
		B		

## 7.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Ai fini delle verifiche degli stati limite si è fatto riferimento alle seguenti combinazioni delle azioni.

Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Dove:



$$E = \pm 1.00 \times E_Y \pm 0.30 \times E_Z \quad \text{oppure} \quad E = \pm 0.30 \times E_Y \pm 1.00 \times E_Z$$

avendo indicato con  $E_Y$  e  $E_Z$  rispettivamente le componenti orizzontale e verticale dell'azione sismica.

Gli effetti dei carichi verticali, dovuti alla presenza dei convogli, vengono sempre combinati con le altre azioni derivanti dal traffico ferroviario, adottando i coefficienti di cui alla Tabella 5.2.IV del DM 14/01/2008 di seguito riportata. In particolare, per ogni gruppo viene individuata una azione dominante che verrà considerata per intero; per le altre azioni, vengono definiti diversi coefficienti di combinazione. Ogni gruppo massimizza una particolare condizione alla quale la struttura dovrà essere verificata.

Tabella 5.2.IV – Valutazione dei carichi da traffico (da DM 14/01/2008)

TIPO DI CARICO	Azioni verticali		Azioni orizzontali			COMMENTI
	Carico Verticale (1)	Treno Scarico	Frenatura ed Avviamento	Centrifuga	Serpeggio	
Gruppo 1 (2)	1.0	-	0.5 (0.0)	1.0 (0.0)	1.0 (0.0)	massima azione verticale e laterale
Gruppo 2 (2)	-	1.0	0.0	1.0 (0.0)	1.0 (0.0)	stabilità laterale
Gruppo 3 (2)	1.0 (0.5)	-	1.0	0.5 (0.0)	0.5 (0.0)	massima azione longitudinale
Gruppo 4	0.8 (0.6; 0.4)	-	0.8 (0.6; 0.4)	0.8 (0.6; 0.4)	0.8 (0.6; 0.4)	fessurazione
			Azione dominante			

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLSL01A0001	B

(1) Includendo tutti i fattori ad essi relativi ( $\Phi, \alpha$ , ecc..)

(2) La simultaneità di due o tre valori caratteristici interi (assunzione di diversi coefficienti pari ad 1), sebbene improbabile, è stata considerata come semplificazione per i gruppi di carico 1, 2, 3 senza che ciò abbia significative conseguenze progettuali.

Nelle tabelle sopra riportate è indicato un coefficiente per gli effetti a sfavore di sicurezza e, tra parentesi, un coefficiente, minore del precedente, per gli effetti a favore di sicurezza.

I coefficienti di amplificazione dei carichi  $\gamma$  e i coefficienti di combinazione  $\psi$  sono riportati nelle tabelle seguenti.

In particolare nel calcolo della struttura scatolare si è fatto riferimento alla combinazione A1 STR.

Di seguito viene riportata la Tabella 5.2.III delle NTC08 dove si mostrano i carichi mobili in funzione del numero di binari presenti:

Numero di binari	Binari Carichi	Traffico normale		Traffico pesante <sup>(2)</sup>
		caso a <sup>(1)</sup>	caso b <sup>(1)</sup>	
1	Primo	1,0 (LM 71"+SW/0)	-	1,0 SW/2
	Primo	1,0 (LM 71"+SW/0)	-	1,0 SW/2
2	secondo	1,0 (LM 71"+SW/0)	-	1,0 (LM 71"+SW/0)
	Primo	1,0 (LM 71"+SW/0)	0,75 (LM 71"+SW/0)	1,0 SW/2
≥3	secondo	1,0 (LM 71"+SW/0)	0,75 (LM 71"+SW/0)	1,0 (LM 71"+SW/0)
	Altri	-	0,75 (LM 71"+SW/0)	-



<sup>(1)</sup> LM71 "+ SW/0 significa considerare il più sfavorevole fra i treni LM 71, SW/0

<sup>(2)</sup> Salvo i casi in cui sia esplicitamente escluso

Si riporta la Tabella 5.2.V delle NTC08 dei coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico SLU:

Tabella 5.2.V – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU, eccezionali e sismica (da DM 14/01/2008)



GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	11	EI2CLS101A0001	B

		Coefficiente	EQU <sup>(1)</sup>	A1 STR	A2 GEO	Combinazione eccezionale	Combinazione Sismica
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00	1,00	1,00
Carichi permanenti non strutturali <sup>(2)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Ballast <sup>(3)</sup>	favorevoli	$\gamma_B$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	1,00
Carichi variabili da traffico <sup>(4)</sup>	favorevoli	$\gamma_Q$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25	0,20 <sup>(5)</sup>	0,20 <sup>(5)</sup>
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30	1,00	0,00
Precompressione	favorevole	$\gamma_P$	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 <sup>(6)</sup>	1,00 <sup>(7)</sup>	1,00	1,00	1,00

(1) Equilibrio che non coinvolga i parametri di deformabilità e resistenza del terreno; altrimenti si applicano i valori di GEO.

(2) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

(3) Quando si prevedano variazioni significative del carico dovuto al ballast, se ne dovrà tener conto esplicitamente nelle verifiche.



(4) Le componenti delle azioni da traffico sono introdotte in combinazione considerando uno dei gruppi di carico gr della Tab. 5.2.IV.

(5) Aliquota di carico da traffico da considerare.

(6) 1,30 per instabilità in strutture con precompressione esterna

(7) 1,20 per effetti locali

Si riporta la Tabella 5.2.VI delle NTC08 in cui sono espressi i coefficienti di combinazione delle azioni:  
Tabella 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\psi$  delle azioni (da DM 14/01/2008)

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLSL01A0001	B

Tab. 5.2.VI - Coefficienti di combinazione  $\Psi$  delle azioni

Azioni		$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	$gr_1$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
Gruppi di	$gr_2$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	-
carico	$gr_3$	0,80 <sup>(2)</sup>	0,80 <sup>(1)</sup>	0,0
	$gr_4$	1,00	1,00 <sup>(1)</sup>	0,0
Azioni del vento	$F_{wk}$	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	$T_k$	0,60	0,60	0,50

<sup>(1)</sup> 0,80 se è carico solo un binario, 0,60 se sono carichi due binari e 0,40 se sono carichi tre o più binari.

<sup>(2)</sup> Quando come azione di base venga assunta quella del vento, i coefficienti  $\psi_0$  relativi ai gruppi di carico delle azioni da traffico vanno assunti pari a 0,0.

Nella combinazione sismica le azioni indotte dal traffico ferroviario sono combinate con un coefficiente  $\psi_2 = 0.2$  (paragrafo 5.1.3.12 del DM 14/01/2008) coerentemente con l'aliquota di massa afferente ai carichi da traffico.

Si riportano di seguito le combinazioni delle azioni maggiormente significative per la determinazione delle sollecitazioni più gravose.




GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLSL01A0001	B



Tabella 5 Combinazioni di carico SLV (01-08)

	SLV01	SLV02	SLV03	SLV04	SLV05	SLV06	SLV07	SLV08
PP	1	1	1	1	1	1	1	1
PERM	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTSX	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTDX	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTW	1	1	1	1	1	1	1	1
ACC_LM71	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
ACC_SW2	0	0	0	0	0	0	0	0
SPACCSX_LM71	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
SPACCDX_LM71	0	0	0	0	0	0	0	0
SPACCSX_SW2	0	0	0	0	0	0	0	0
SPACCDX_SW2	0	0	0	0	0	0	0	0
AVV_LM71	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
FREN_SW2	0	0	0	0	0	0	0	0
SERP	0	0	0	0	0	0	0	0
TERM	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
RITIRO	1	1	1	1	1	1	1	1
ACC_SOLINF	0	0	0	0	0	0	0	0
SISMA_H	1	1	-1	-1	0.3	0.3	-0.3	-0.3
SISMA_V	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	-1	1	-1
SPSSX	1	1	0	0	0.3	0.3	0	0
SPSDX	0	0	1	1	0	0	0.3	0.3

Tabella 6 Combinazioni di carico SLV (09-16)

	SLV09	SLV10	SLV11	SLV12	SLV13	SLV14	SLV15	SLV16
PP	1	1	1	1	1	1	1	1
PERM	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTSX	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTDX	1	1	1	1	1	1	1	1
SPTW	1	1	1	1	1	1	1	1
ACC_LM71	0	0	0	0	0	0	0	0
ACC_SW2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
SPACCSX_LM71	0	0	0	0	0	0	0	0
SPACCDX_LM71	0	0	0	0	0	0	0	0
SPACCSX_SW2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
SPACCDX_SW2	0	0	0	0	0	0	0	0
AVV_LM71	0	0	0	0	0	0	0	0
FREN_SW2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
SERP	0	0	0	0	0	0	0	0
TERM	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5
RITIRO	1	1	1	1	1	1	1	1
ACC_SOLINF	0	0	0	0	0	0	0	0
SISMA_H	1	1	-1	-1	0.3	0.3	-0.3	-0.3
SISMA_V	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	-1	1	-1
SPSSX	1	1	0	0	0.3	0.3	0	0
SPSDX	0	0	1	1	0	0	0.3	0.3



GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	11	EI2CLSLO1A0001	B

## 8 CRITERI DI VERIFICA STRUTTURALI

Le verifiche di sicurezza strutturali sono state effettuate sulla base dei criteri definiti nelle vigenti norme tecniche - "Norme Tecniche per le Costruzioni"- DM 14.1.2008 -, tenendo inoltre conto delle integrazioni riportate nel "Manuale di progettazione delle opere civili".

In particolare vengono effettuate le verifiche agli stati limite di servizio, riguardanti gli stati tensionale e di fessurazione, ed allo stato limite ultimo. Le combinazioni di carico considerate ai fini delle verifiche sono quelle indicate nei precedenti paragrafi.

Si espongono di seguito i criteri di verifica adottati per le verifiche degli elementi strutturali in c.a..

### 8.1 VERIFICA AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

#### 8.1.1 Verifica a fessurazione

Le verifiche a fessurazione sono eseguite adottando i criteri definiti nel paragrafo 4.1.2.2.4.5 del DM 14.1.2008, tenendo inoltre conto delle ulteriori prescrizioni riportate nel "Manuale di progettazione delle opere civili RFI".

Con riferimento alle classi di esposizione delle varie parti della struttura (si veda il paragrafo relativo alle caratteristiche dei materiali impiegati), alle corrispondenti condizioni ambientali ed alla sensibilità delle armature alla corrosione (armature sensibili per gli acciai da precompresso; poco sensibili per gli acciai ordinari), si individua lo stato limite di fessurazione per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture, in accordo con il DM 14.1.2008:



Le verifiche a fessurazione sono eseguite adottando i criteri definiti nel paragrafo 4.1.2.2.4.5 del DM 14.1.2008.

Con riferimento alle classi di esposizione delle varie parti della struttura (si veda il paragrafo relativo alle caratteristiche dei materiali impiegati), alle corrispondenti condizioni ambientali ed alla sensibilità delle armature alla corrosione (armature sensibili per gli acciai da precompresso; poco sensibili per gli acciai ordinari), si individua lo stato limite di fessurazione per assicurare la funzionalità e la durata delle strutture, in accordo con il DM 14.1.2008:

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Figura 10: Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione - Tabella 4.1.IV del DM 14.1.2008

Nella Tabella sopra riportata,  $w_1=0.2\text{mm}$ ,  $w_2=0.3\text{mm}$ ;  $w_3=0.4\text{mm}$ .

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLSL01A0001	B

Più restrittivi risultano i limiti di apertura delle fessure riportati nel “Manuale di progettazione delle opere civili”. L’apertura convenzionale delle fessure, calcolata con la combinazione caratteristica (rara) per gli SLE, deve risultare:

a)  $\delta_f \leq w_1$  per strutture in condizioni ambientali aggressive e molto aggressive, così come identificate nel par. 4.1.2.2.4.3 del DM 14.1.2008, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture;

b)  $\delta_f \leq w_2$  per strutture in condizioni ambientali ordinarie secondo il citato paragrafo del DM 14.1.2008.

Si assume pertanto per tutti gli elementi strutturali analizzati nel presente documento:

- Stato limite di fessurazione:  $w_d \leq w_1 = 0.2$  mm - combinazione di carico rara

In accordo con la normativa seguita, il valore di calcolo di apertura delle fessure  $w_d$  è dato da:

$$w_d = 1,7 w_m$$

dove  $w_m$  rappresenta l’ampiezza media delle fessure calcolata come prodotto della deformazione media delle barre d’armatura  $\varepsilon_{sm}$  per la distanza media tra le fessure  $\Delta_{sm}$ :

$$w_m = \varepsilon_{sm} \Delta_{sm}$$

Per il calcolo di  $\varepsilon_{sm}$  e  $\Delta_{sm}$  vanno utilizzati i criteri consolidati riportati nella letteratura tecnica.

### 8.1.2 Verifica delle tensioni in esercizio

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si verifica che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti, di seguito riportati.

Le prescrizioni riportate di seguito fanno riferimento al par. 2.5.1.8.3.2.1 del “Manuale di progettazione delle opere civili”.

La massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_c$ , deve rispettare la limitazione seguente:



$$\sigma_c < 0,55 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica (rara)}$$

$$\sigma_c < 0,40 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.}$$

Per l’acciaio ordinario, la tensione massima  $\sigma_s$  per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_s < 0,75 f_{yk}$$

dove  $f_{yk}$  per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell’acciaio.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLSL01A0001	B

### 8.1.3 Verifica di deformabilità e vibrazioni

Conformemente con quanto prescritto al par. 2.5.1.8.3.2.2 del “Manuale di progettazione delle opere civili”, la valutazione dei parametri di deformazione degli impalcato, da eseguire utilizzando la combinazione caratteristica (rara) degli SLE, è richiesta per i motivi e con modalità riportati nei seguenti punti A e B:

A. Per questioni di sicurezza del traffico ferroviario (per garantire la stabilità e la continuità del binario ed assicurare il mantenimento del contatto ruota-rotaia), occorre verificare che non siano superati i limiti sulle seguenti grandezze:

- Accelerazione verticale dell'impalcato;
- Torsione dell'impalcato (sghembo del binario);
- Inflessione dell'impalcato nel piano verticale.

B. Per il comfort del passeggero, si dovrà verificare che non siano superati i limiti di freccia verticale dell'impalcato.

#### Stati limite di servizio per la sicurezza del traffico ferroviario

##### Accelerazioni verticali dell'impalcato

Tale verifica non è richiesta per l'opera in oggetto, in quanto le velocità di esercizio non superano i 200km/h.

##### Deformazioni torsionali dell'impalcato

La torsione dell'impalcato del ponte è calcolata considerando il treno di carico LM71, SW/0 o SW/2 incrementato con il corrispondente coefficiente dinamico e con il coefficiente  $\alpha$ .

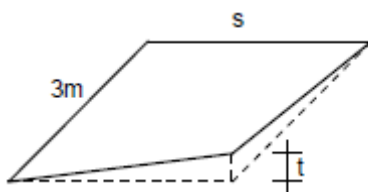


Figura 11 Sghembo ammissibile



Il massimo sghembo misurato su una lunghezza di 3 m e considerando le rotaie solidali all'impalcato, vedi figura precedente, non deve eccedere i seguenti valori per l'opera in oggetto:

$$\text{Per } 120 < V \leq 200 \text{ km/h; } \quad t \leq 3.00 \text{ mm} / 3\text{m}$$

##### Inflessione nel piano verticale dell'impalcato

È stato verificato che, considerando la presenza dei treni di carico LM71 ed SW/2, incrementati con il corrispondente coefficiente dinamico e con il coefficiente  $\alpha$ , il massimo valore di inflessione per effetto di tali carichi ferroviari non ecceda il valore  $L/600$ .

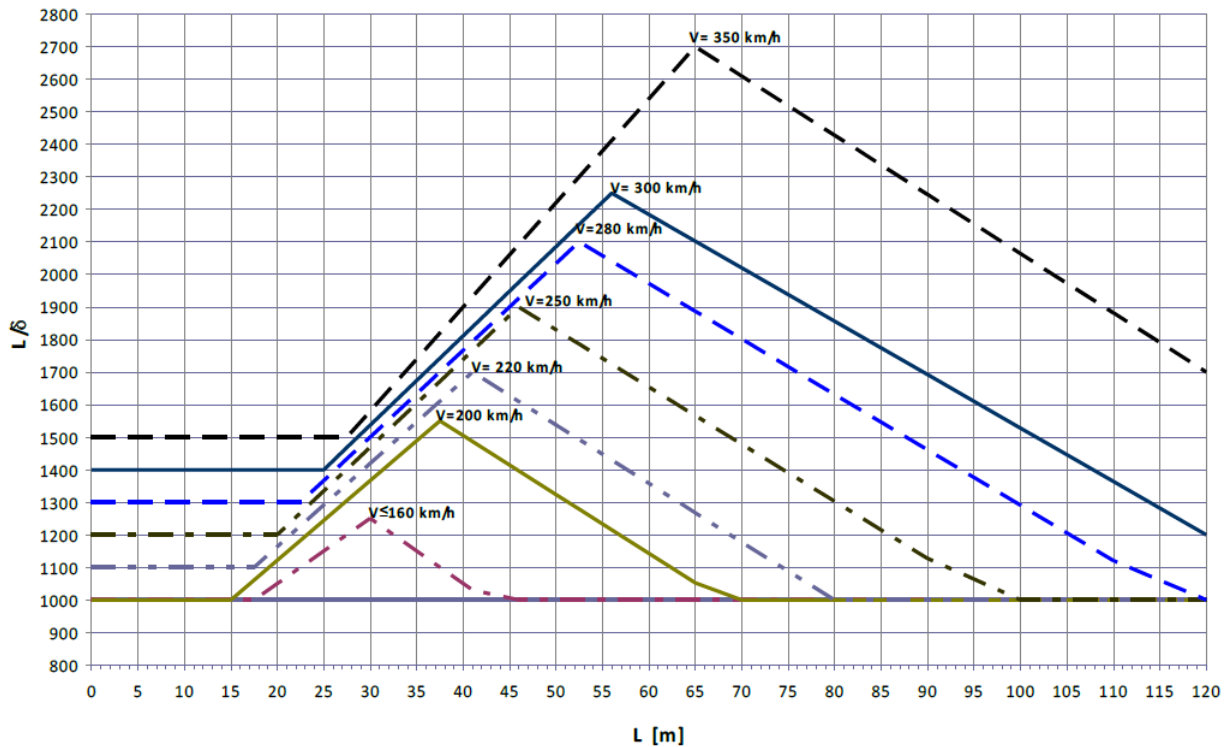


<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 11</p>	<p>Codifica EI2CLSL01A0001</p>	<p>B</p>

**Stati limite per il comfort dei passeggeri**

La freccia deve essere calcolata in asse al binario, considerando un solo binario carico da un singolo modello LM71 con il relativo incremento dinamico e con il coefficiente  $\alpha$ .



Nella successiva Figura sono riportati i valori del limite di deformabilità, corrispondenti all'accelerazione ammissibile verticale pari a  $b_v=1$  m/s in carrozza.



**Figura 12** Valori del limite di deformabilità  $L/\delta$  per il comfort dei passeggeri – da Fig.5.2.1.8.3.2.2-2 del “Manuale di progettazione delle opere civili”

Nel caso in esame si ottiene il limite inferiore:

$$L/\delta > 1500$$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLSL01A0001	B

## 8.2 VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI

### 8.2.1 Sollecitazioni flettenti

La verifica di resistenza (SLU) è stata condotta attraverso il calcolo dei domini di interazione N-M, ovvero il luogo dei punti rappresentativi di sollecitazioni che portano in crisi la sezione di verifica secondo i criteri di resistenza da normativa.

Nel calcolo dei domini sono state mantenute le consuete ipotesi, tra cui:

- conservazione delle sezioni piane;
- legame costitutivo del calcestruzzo parabolo-rettangolo non reagente a trazione, con plateau ad una deformazione pari a 0.002 e a rottura pari a 0.0035 ( $\sigma_{max} = 0.85 \times 0.83 \times R_{ck} / 1.5$ );
- legame costitutivo dell'armatura d'acciaio elastico-perfettamente plastico con deformazione limite di rottura a 0.01 ( $\sigma_{max} = f_{yk} / 1.15$ )

### 8.2.2 Sollecitazioni taglianti

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi sprovvisti di specifica armatura è stata calcolata sulla base della resistenza a trazione del calcestruzzo.

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza al taglio si valuta con:

$$V_{Rd} = \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d$$

con:

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove:

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \times d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ );



$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm).

La resistenza a taglio  $V_{Rd}$  di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2.5$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con:

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLSL01A0001	B

$$V_{Rd} \geq V_{Ed}$$

dove  $V_{Ed}$  è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" è stata calcolata con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" è stata calcolata con:



$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

In cui:

- d è l'altezza utile della sezione;
- $b_w$  è la larghezza minima della sezione;
- $s_{cp}$  è la tensione media di compressione della sezione;
- $A_{sw}$  è l'area dell'armatura trasversale;
- S è interasse tra due armature trasversali consecutive;
- $\theta$  è l'angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
- $f'_{cd}$  è la resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $f'_{cd}=0.5f_{cd}$ );
- $\alpha$  è un coefficiente maggiorativo, pari ad 1 per membrature non compresse.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLSL01A0001	B

## 9 CRITERI DI MODELLAZIONE STRUTTURALE

### 9.1 MODELLAZIONE FEM

La modellazione della struttura in esame è stata eseguita con il programma di calcolo agli elementi finiti Midas-Gen. È stato realizzato un modello di calcolo tridimensionale: tutti gli elementi strutturali del sottopasso sono stati descritti come elementi bidimensionali a piastra (shell), posizionati in corrispondenza degli assi medi degli elementi, cui sono stati assegnati gli spessori corrispondenti. La dimensione degli elementi plate, del tipo quadrangolare, è dell'ordine di 0.50m.

L'interazione struttura-terreno è stata simulata mediante l'applicazione sugli elementi interessati di un sistema di molle alla Winkler, definite assumendo cautelativamente un modulo di reazione verticale  $K_v$  pari a 15000 kN/m<sup>3</sup>.

Il modello tridimensionale agli elementi finiti implementato è schematizzato nei paragrafi seguenti.

#### 9.1.1 Geometria

Le proprietà geometriche che contraddistinguono gli elementi strutturali modellati possono essere individuate mediante la legenda associata ai colori del modello.

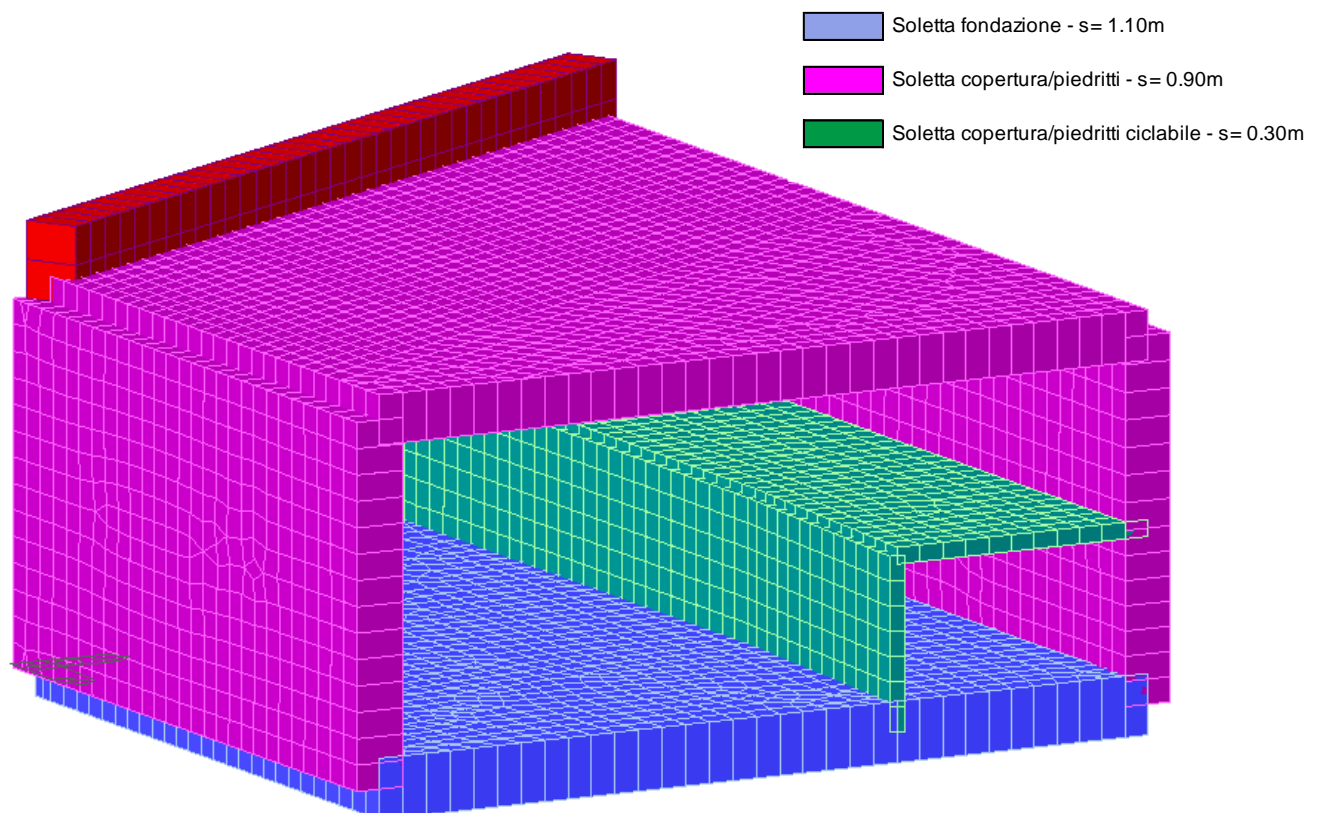


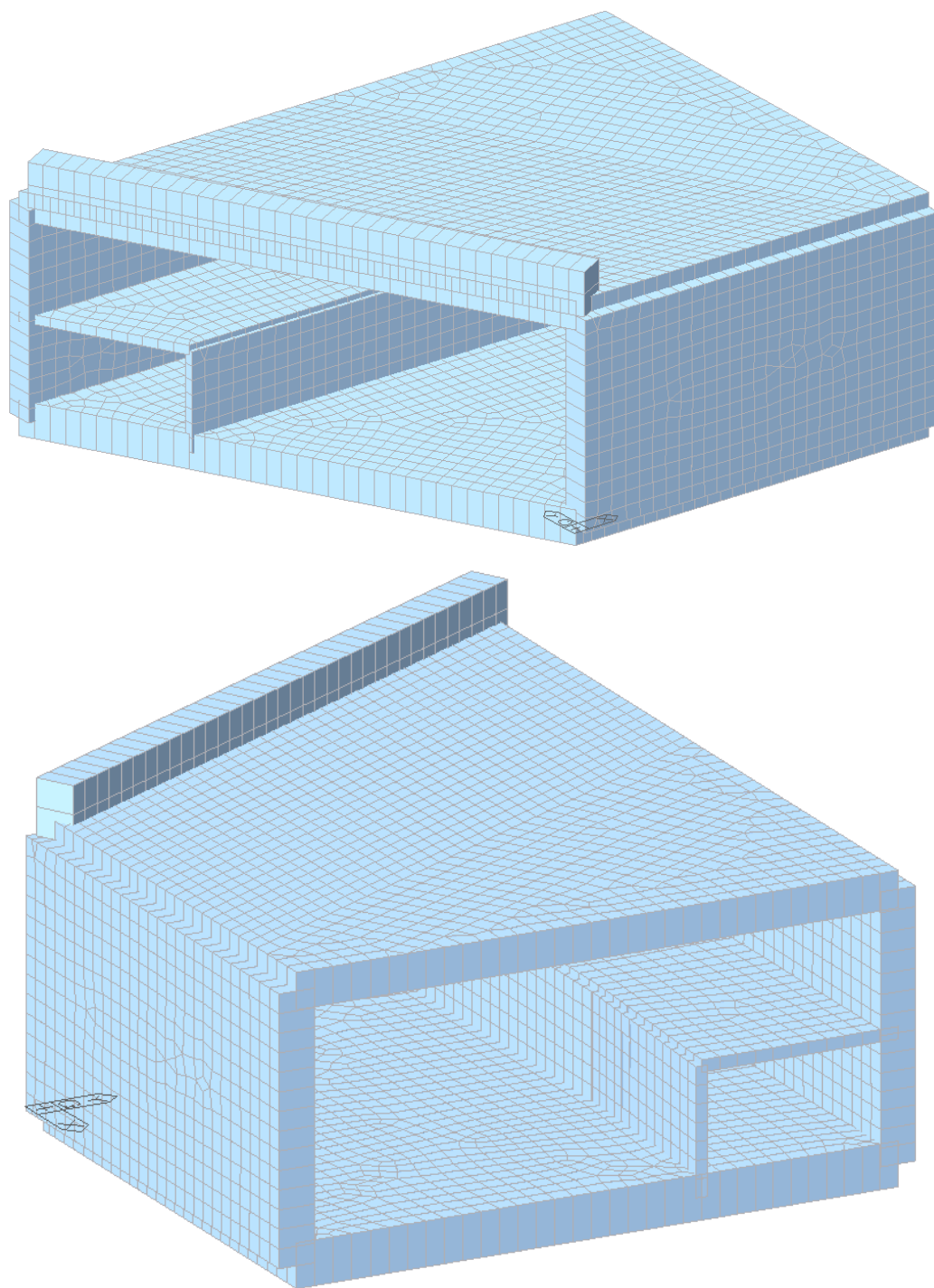


Figura 13 Modellazione tridimensionale agli Elementi Finiti – Geometria degli elementi

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 11</p>	<p>Codifica EI2CLSL01A0001</p>	<p>B</p>



**Figura 14** Modellazione tridimensionale agli Elementi Finiti – Vista 3D

GENERAL CONTRACTOR



ALTA SORVEGLIANZA



Progetto	Lotto	Codifica	
IN17	11	EI2CLSL01A0001	B

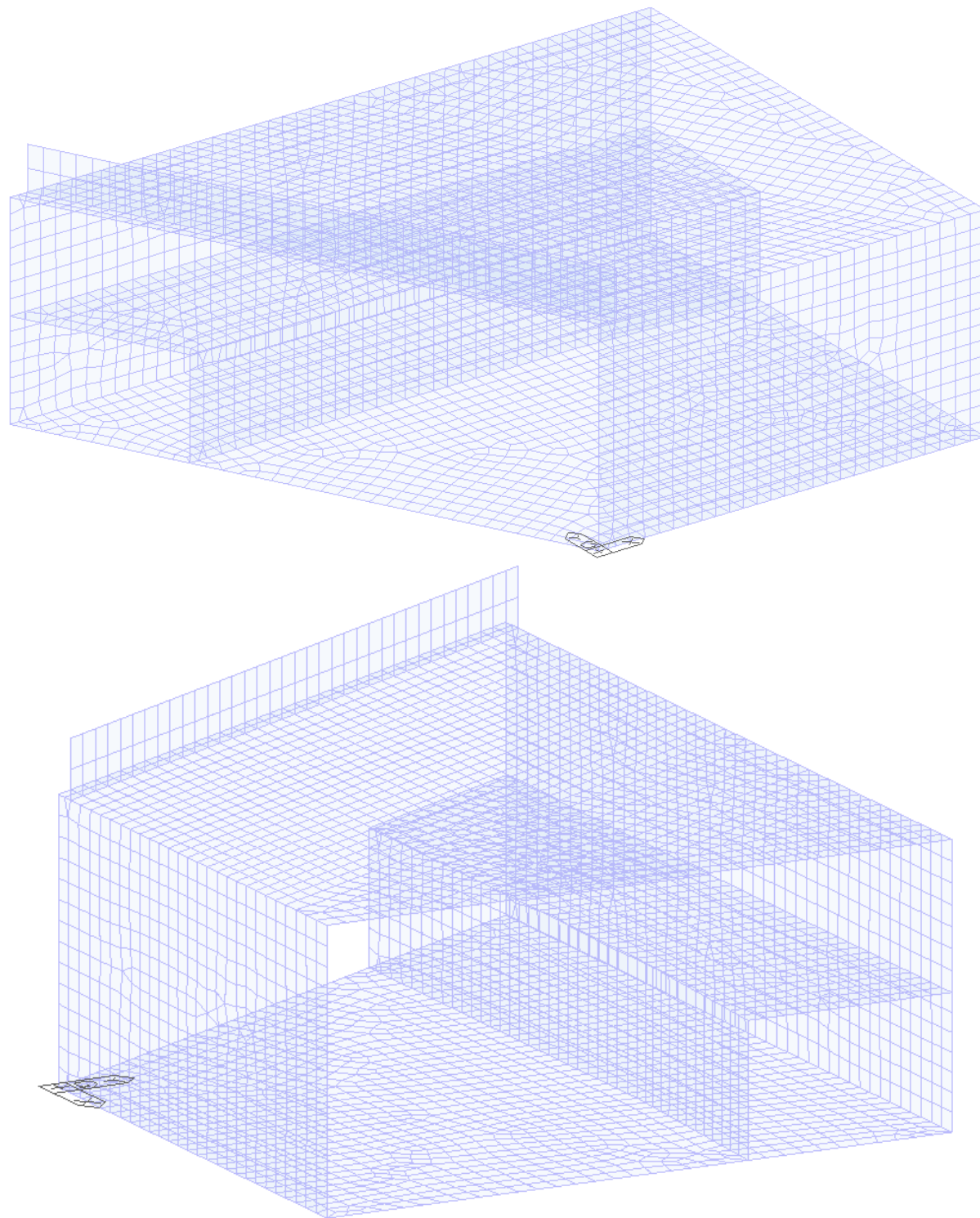



Figura 15 Modellazione tridimensionale agli Elementi Finiti – Vista Wireframe

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 11</p>	<p>Codifica EI2CLSL01A0001</p>	<p>B</p>

### 9.1.2 Interazione terreno-struttura

L'interazione struttura-terreno è simulata mediante l'applicazione sugli elementi interessati di un sistema di molle alla Winkler, definite assumendo cautelativamente un modulo di reazione verticale  $K_v$  pari a  $15000 \text{ kN/m}^3$ : il calcolo della costante di Winkler è stato condotto applicando il procedimento proposto da Vesic e riportato da Bowles nel testo "Fondazioni", secondo la seguente formulazione:

$$k_s = \frac{E}{B(1-\mu^2)I_s I_F}$$

dove:

- E = modulo elastico medio dello spessore di terreno sottostante la fondazione;
- B = larghezza della fondazione;
- $\mu$  = coefficiente di Poisson del terreno di fondazione, assunto pari a 0.3.

Il valore del coefficiente di influenza  $I_s$  è stato calcolato attraverso la seguente equazione:

$$I_s = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

dove:

- $I_1$  e  $I_2$  = coefficienti dipendenti dai rapporti  $H/B'$  e  $L/B$ ;
- H = spessore dello strato compressibile, pari a  $5B$ ;
- $B'$  = larghezza corrispondente al punto di calcolo assunto coincidente con il centro della fondazione, pari a  $B/2$ .

Il valore del coefficiente di influenza  $I_F$  è stato estrapolato in funzione dei valori dei rapporti  $L/B$  e  $D/B$ .

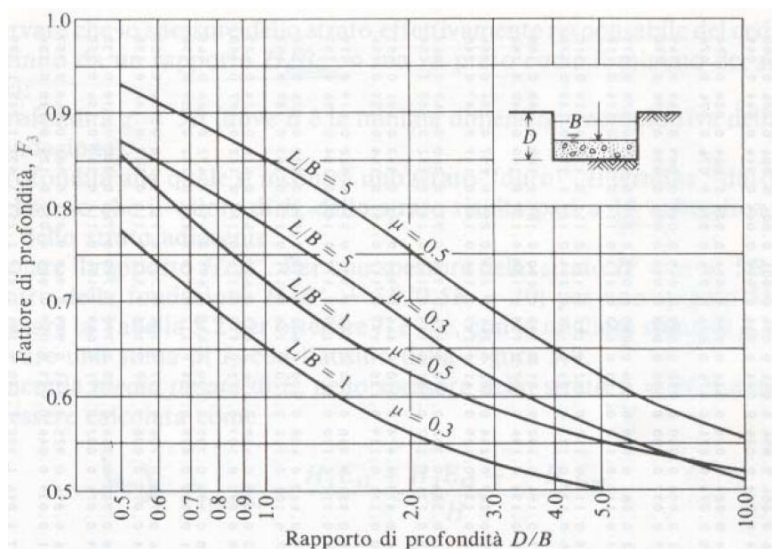



Figura 9 Grafico per la determinazione del fattore di profondità  $F_s$

Le tabelle seguenti riportano le grandezze caratteristiche dell'opera.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	11	EI2CLSL01A0001	B

Larghezza fondazione - B (m)	Profondità fondazione - D (m)	Lunghezza fondazione - L (m)	Modulo elastico - $E_s$ (kPa)
14.5	7.6	20.0	50000

D/B	L/B	H/B'
0.52	1.38	2.50

H	$\mu$
72.5	0.3



La tabella seguente riporta i parametri  $l_1$ ,  $l_2$ ,  $l_s$  e  $l_f$ .

$l_1$	$l_2$	$l_s$	$l_f$
0.258	0.072	0.299	0.83

La tabella seguente riassume il valore calcolato della costante di sottofondo ( $k_s$ ) e il valore assunto nei calcoli strutturali successivi.

$k_s$ (daN/cm <sup>3</sup> )	$k_{s\text{-assunto}}$ (daN/cm <sup>3</sup> )
1.5249	1.5000



GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	11	EI2CLSL01A0001	B

## 10 ANALISI DEI RISULTATI

Si esibiscono di seguito i risultati dell'analisi strutturale condotta sul modello globale della struttura, per mezzo del software di calcolo descritto in precedenza. Si riportano in particolare le sollecitazioni e le verifiche relative alle solette di copertura e di fondazione in c.a. delle strutture in esame e ai setti verticali. Le unità di misura adottate sono kN–m.

### 10.1 SOLLECITAZIONI E VERIFICHE STRUTTURALI

Di seguito si riportano i risultati dell'analisi in termini di sollecitazioni degli elementi strutturali, estrapolati dal modello considerando l'involuppo massimo delle combinazioni SLU e SLE. In particolare, nelle figure seguenti sono stati filtrati i diagrammi dei momenti flettenti, in modo da evidenziare, per ciascuna sezione di verifica, il campo dell'elemento strutturale coperto e quello che invece richiede una sezione maggiormente armata. Nelle figure la zona colorata è coperta dall'armatura considerata, mentre la zona in bianco, in continuità con il valore massimo visualizzato, necessita di un incremento di armatura.



#### 10.1.1 Soletta copertura s=0.9m - Verifiche a flessione – Armatura Dir.Y

SEZIONI SOLETTA COPERTURA - ARMATURA TRASVERSALE			N°	Ø	A	δ	Sforzo normale (SLE)	MOMENTI LIMITE			
								SLE			SLU
								M <sub>SLE,0.2</sub>	σ <sub>c,sle,0.2</sub>	σ <sub>a,sle,0.2</sub>	M <sub>u</sub>
			barre	mm	cm <sup>2</sup>	cm	kN	kNm	MPa	MPa	kNm
Y1=100x90	ESTRADOSSO	1° strato	5	26	26.55	9.5	-200	250	2.42	165.97	720
		2° strato									
	INTRADOSSO	2° strato						700	5.92	202.01	1468
		1° strato	10	26	53.09	9.5					

SEZIONI SOLETTA COPERTURA - ARMATURA TRASVERSALE			N°	Ø	A	δ	Sforzo normale (SLE)	MOMENTI LIMITE			
								SLE			SLU
								M <sub>SLE,0.2</sub>	σ <sub>c,sle,0.2</sub>	σ <sub>a,sle,0.2</sub>	M <sub>u</sub>
			barre	mm	cm <sup>2</sup>	cm	kN	kNm	MPa	MPa	kNm
Y2=100x90	ESTRADOSSO	1° strato	10	26	53.09	9.5	-200	700	5.92	202.01	1468
		2° strato									
	INTRADOSSO	2° strato	10	26	53.09	13.4		1100	7.86	169.16	2822
		1° strato	10	26	53.09	9.5					

Il segno negativo dello sforzo normale riportato nei prospetti precedenti individua uno sforzo di trazione, viceversa il segno positivo individua uno sforzo di compressione.

Nei diagrammi di seguito, il momento positivo tende le fibre all'intradosso.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>11</p>	<p>Codifica</p> <p>EI2CLSL01A0001</p>	<p>B</p>

Filtro sollecitazioni con sezione Y1  
 Combinazione SLE

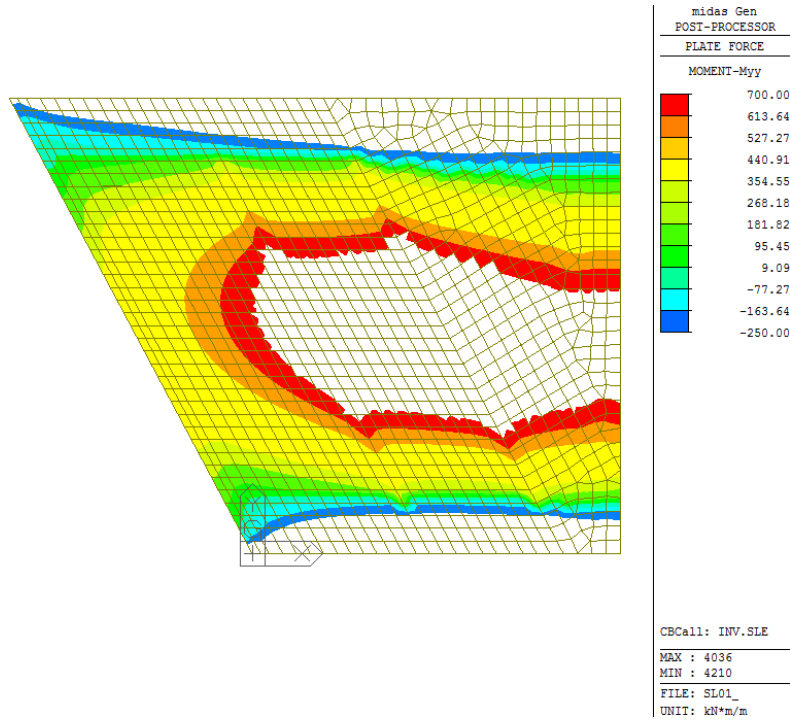


Figura 16: Y1 – SLE - Myy (kNm/m)

Combinazione SLU

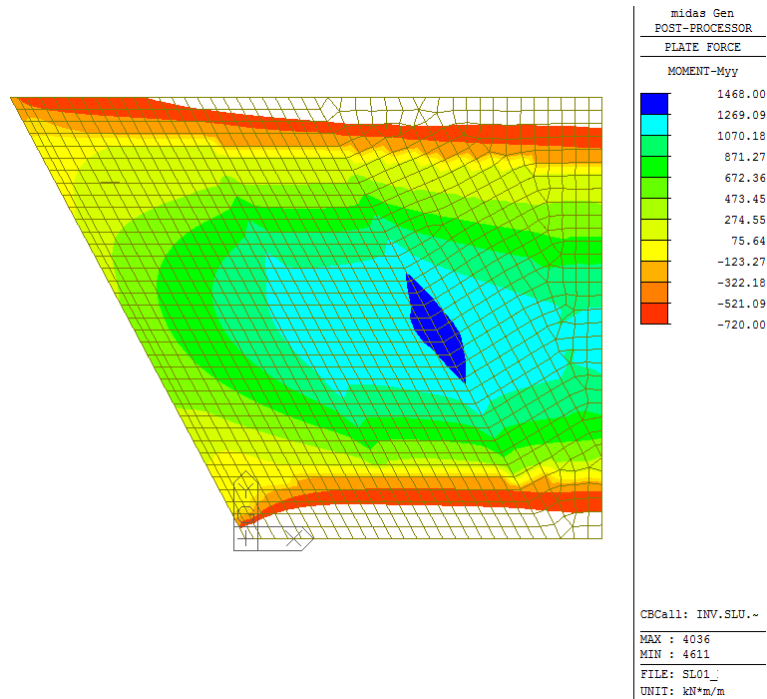




Figura 17: Y1 – SLU - Myy (kNm/m)

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>11</p>	<p>Codifica</p> <p>EI2CLSL01A0001</p>	<p>B</p>

Filtro sollecitazioni con sezione Y2

Combinazione SLE

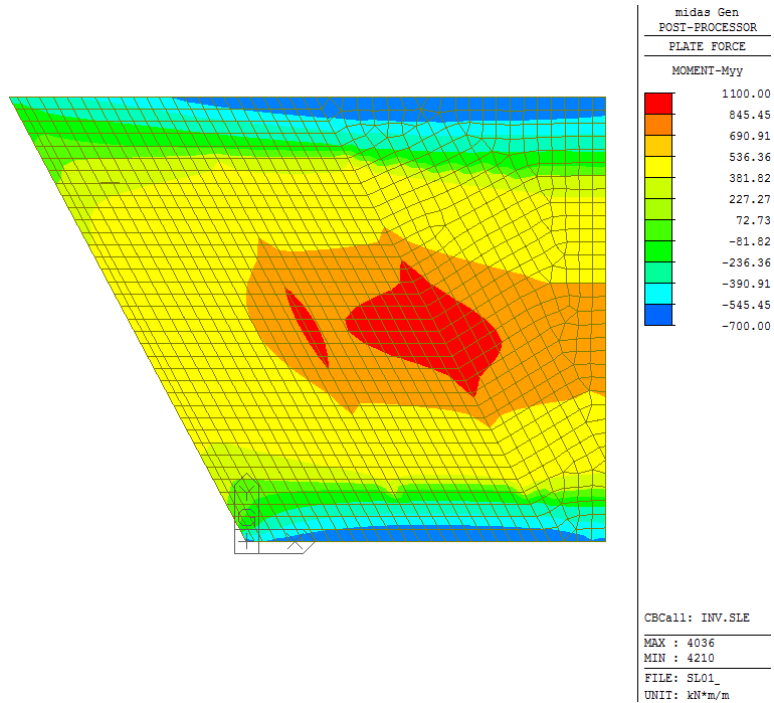


Figura 18: Y2 – SLE - Myy (kNm/m)

Combinazione SLU

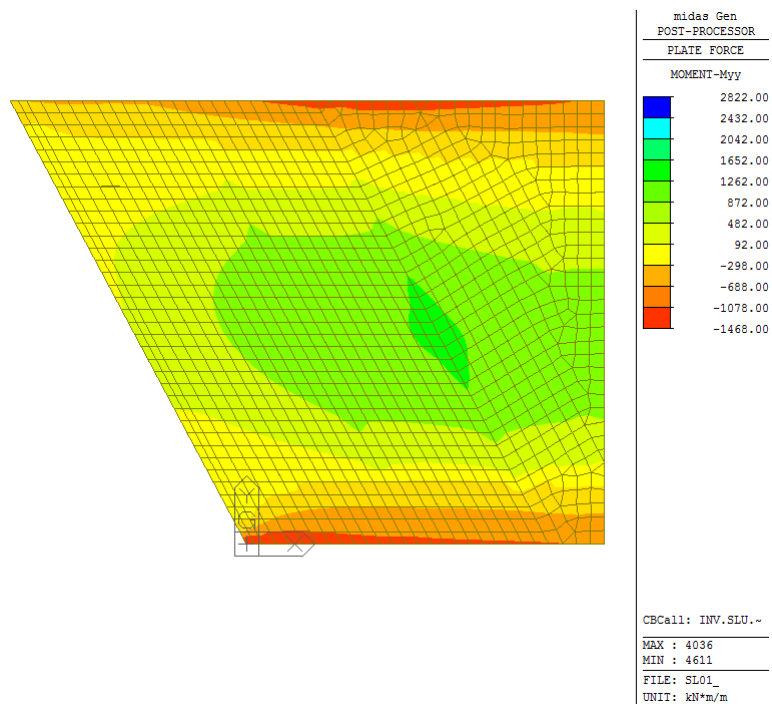




Figura 19: Y2 – SLU - Myy (kNm/m)

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	11	EI2CLSL01A0001	B



### 10.1.2 Soletta copertura s=0.9m - Verifiche a flessione – Armatura Dir.X

SEZIONI SOLETTA COPERTURA - ARMATURA LONGITUDINALE			N°	Ø	A	δ	Sforzo normale (SLE)	MOMENTI LIMITE			
								SLE			SLU
								M <sub>SLE,0.2</sub>	σ <sub>c,sle,0.2</sub>	σ <sub>a,sle,0.2</sub>	M <sub>u</sub>
			barre	mm	cm <sup>2</sup>	cm	kN	kNm	MPa	MPa	kNm
X1=100x90	ESTRADOSSO	1° strato	5	20	15.71	7.2	-520	75	2.29	228.7	270
		2° strato									
	INTRADOSSO	2° strato						470	4.07	277.8	737
		1° strato	10	20	31.42	7.2					

SEZIONI SOLETTA COPERTURA - ARMATURA LONGITUDINALE			N°	Ø	A	δ	Sforzo normale (SLE)	MOMENTI LIMITE			
								SLE			SLU
								M <sub>SLE,0.2</sub>	σ <sub>c,sle,0.2</sub>	σ <sub>a,sle,0.2</sub>	M <sub>u</sub>
			barre	mm	cm <sup>2</sup>	cm	kN	kNm	MPa	MPa	kNm
X2=100x90	ESTRADOSSO	1° strato	10	20	31.42	7.2	-1150	200	5.52	267.2	447
		2° strato									
	INTRADOSSO	2° strato						10	20	31.42	7.2
		1° strato	10	20	31.42	7.2					

Il segno negativo dello sforzo normale riportato nei prospetti precedenti individua uno sforzo di trazione, viceversa il segno positivo individua uno sforzo di compressione.

Nei diagrammi di seguito, il momento positivo tende le fibre all'intradosso.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 11</p>	<p>Codifica EI2CLSL01A0001</p>	<p>B</p>

Filtro sollecitazioni con sezione X1

Combinazione SLE

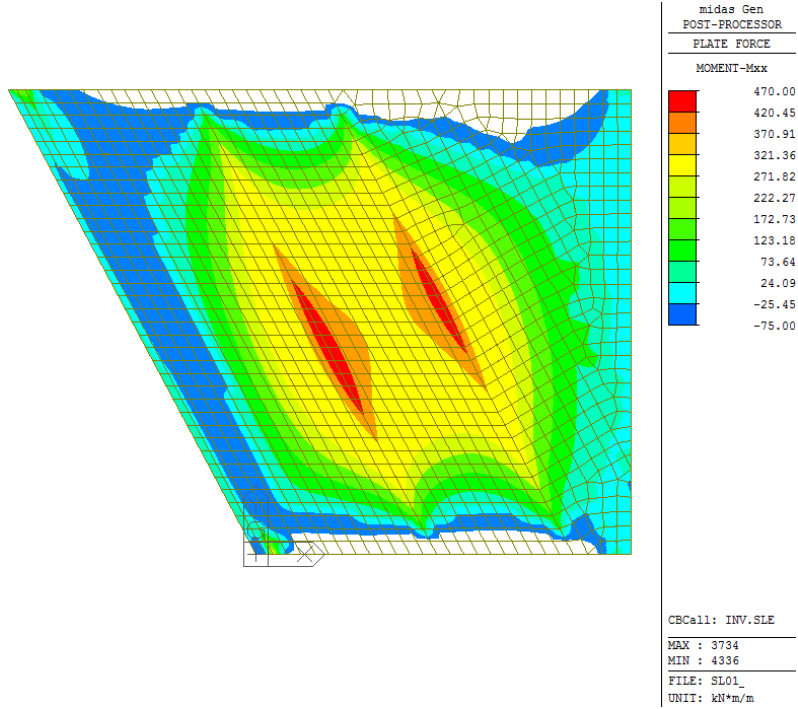


Figura 20: X1 – SLE - Mxx (kNm/m)

Combinazione SLU

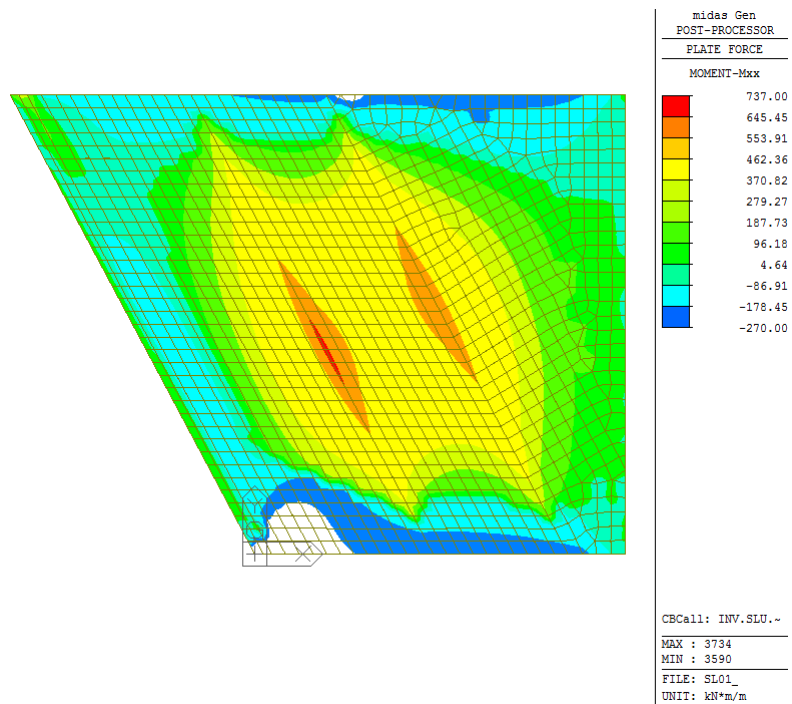




Figura 21: X1 – SLU - Mxx (kNm/m)

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>11</p>	<p>Codifica</p> <p>EI2CLSL01A0001</p>	<p>B</p>

Filtro sollecitazioni con sezione X2

Combinazione SLE

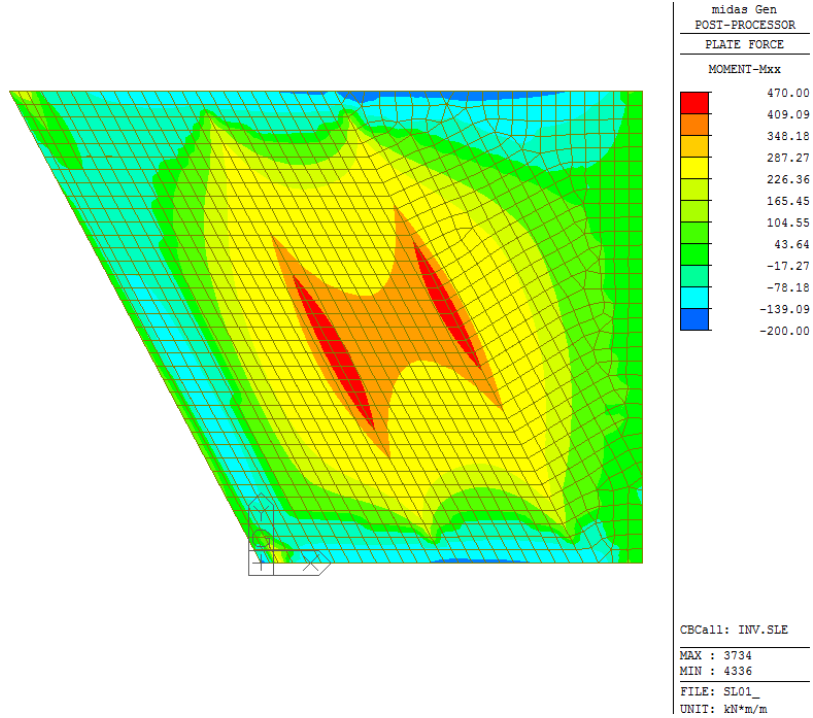


Figura 22: X2 – SLE - Mxx (kNm/m)

Combinazione SLU

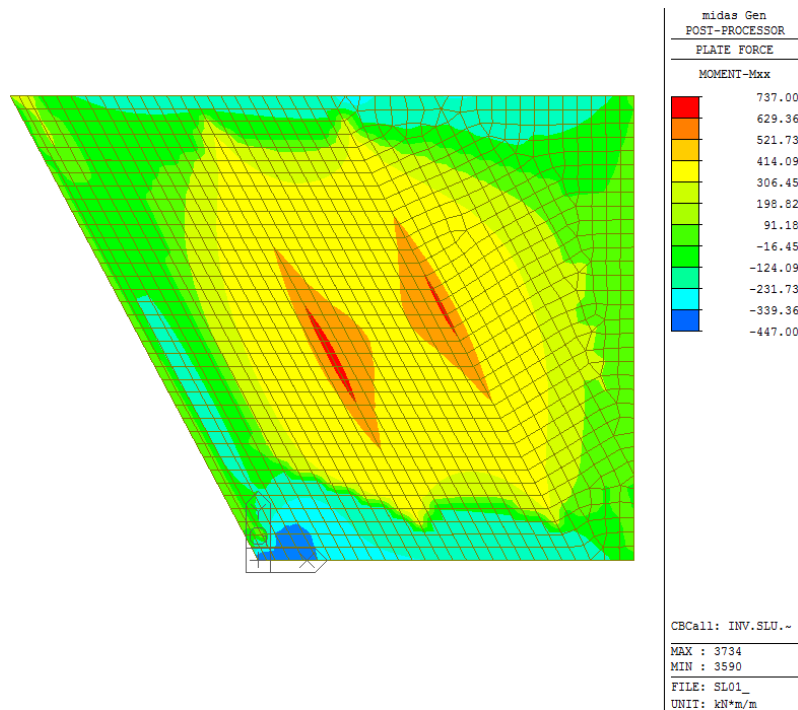



Figura 23: X2 – SLU - Mxx (kNm/m)



GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	11	EI2CLS01A0001	B

### 10.1.3 Soletta copertura s=0.9m - Verifiche a taglio

Si predispone un'armatura a taglio costituita da spilli  $\Phi 12/20 \times 40$ . Si riporta di seguito la valutazione dell'azione di taglio resistente.

<b>VERIFICA A TAGLIO</b>						<b>IPOTESI 1</b> Cot $\vartheta = 2,5$ $\vartheta = 21,8^\circ$	
$b_w$	=	100	cm			<b>Armatura trasversale</b>	
$h$	=	90	cm			$V_{Rsd} = 1050.51 \text{ (KN)}$ $0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$	
$c$	=	5.6	cm			$V_{Rcd} = 2463.90 \text{ (KN)}$ $0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$	
$d$	=	$h-c$	=	84.4	cm	$V_{Rd} = 1050.51 \text{ (KN)}$ <b>min(V<sub>Rsd</sub>, V<sub>Rcd</sub>)</b>	
<b>MATERIALI</b>						<b>IPOTESI 2</b> Cot $\vartheta = 1$ $\vartheta = 45^\circ$	
$f_{ywd}$	=	391.30	MPa			<b>Armatura trasversale</b>	
$R_{ck}$	=	40	MPa			$V_{Rsd} = 420.21 \text{ (KN)}$ $0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$	
$\gamma_c$	=	1.5				$V_{Rcd} = 3572.65 \text{ (KN)}$ $0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$	
$f_{ck}$	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	33.2	MPa	$V_{Rd} = 420.21 \text{ (KN)}$ <b>min(V<sub>Rsd</sub>, V<sub>Rcd</sub>)</b>	
$f_{cd}$	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	18.81	MPa		
<b>ARMATURE A TAGLIO</b>						<b>IPOTESI 3</b> Cot $\vartheta$ in cui $V_{Rsd}=V_{Rcd}$ :Rottura bilanciata	
$\varnothing_{st}$	=	12				cot( $\theta$ ) = 4.00 (calcolato) cot( $\theta$ ) = 2.50 (limitato)	
braccia	=	2.5				$\theta = 14.03^\circ$	
$\varnothing_{st2}$	=					$V_{Rsd} = 1681.05 \text{ (KN)}$ $0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$	
braccia	=					$V_{Rcd} = 1681.05 \text{ (KN)}$ $0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$	
passo	=	20	cm			$V_{Rd} = 1681.05 \text{ (KN)}$	
$(A_{sw} / s)$	=	14.137	cm <sup>2</sup> / m				
$\alpha$	=	90	°	(90° staffe verticali)			
<b>ARMATURE LONGITUDINALI</b>						<b>MASSIMO TAGLIO RESISTENTE</b>	
$\varnothing_l$	=	26				$V_{Rd} = 1051 \text{ (KN)}$	
Numero	=	10					
$A_{sl}$	=	53.093	cm <sup>2</sup>				
<b>TAGLIO AGENTE</b>		$V_{Ed} =$					
<b>SFORZO NORMALE</b>		$N_{Ed} =$					

Come evidente dalle mappe di colore riportate di seguito, l'armatura a taglio prevista verifica l'elemento strutturale in esame.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>11</p>	<p>Codifica</p> <p>EI2CLSL01A0001</p>	<p>B</p>

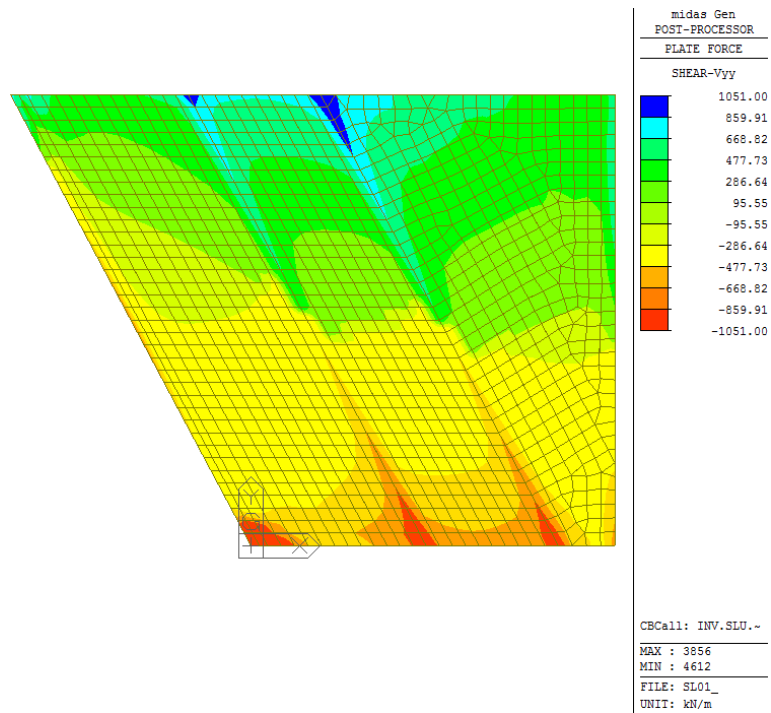


Figura 24: SLU- Vyy (kN/m) -  $\phi 12/20 \times 40$

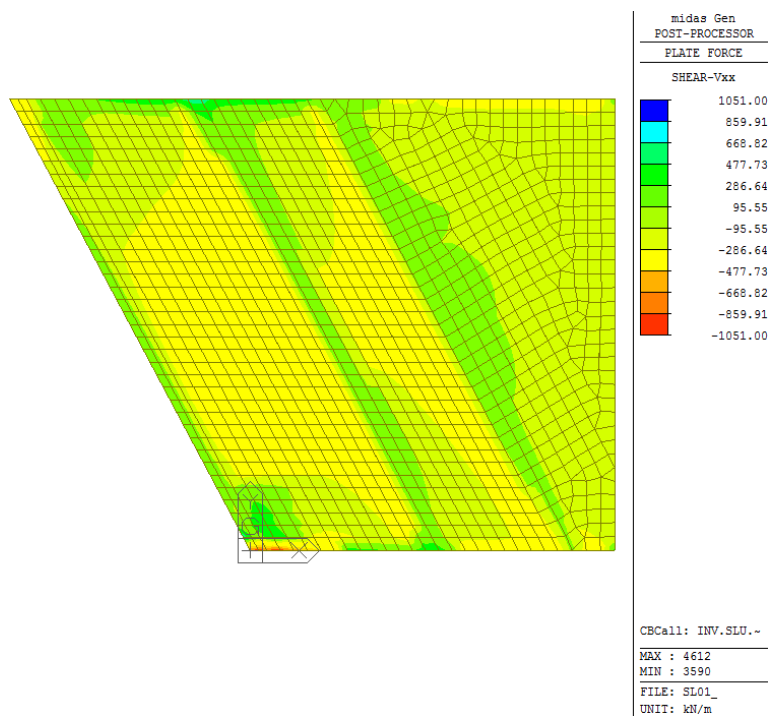




Figura 25: SLU- Vxx (kN/m) -  $\phi 12/20 \times 40$



GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	11	EI2CLSLO1A0001	B



#### 10.1.4 Soletta fondazione s=1.10m - Verifiche a flessione – Armatura Dir.Y

SEZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE - ARMATURA TRASVERSALE			N°	Ø	A	δ	Sforzo normale	MOMENTI LIMITE			
								SLE			SLU
								M <sub>SLE,0.2</sub>	σ <sub>c,sle,0.2</sub>	σ <sub>a,sle,0.2</sub>	M <sub>u</sub>
			barre	mm	cm <sup>2</sup>	cm	kN	kNm	MPa	MPa	kNm
Y1=100x110	ESTRADOSSO	1° strato	10	26	53.09	9.1	0	1050	6.36	217.73	1982
		2° strato									
	INTRADOSSO	2° strato						450	3.2	181.8	1025
		1° strato	5	26	26.55	9.1					

SEZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE - ARMATURA TRASVERSALE			N°	Ø	A	δ	Sforzo normale	MOMENTI LIMITE			
								SLE			SLU
								M <sub>SLE,0.2</sub>	σ <sub>c,sle,0.2</sub>	σ <sub>a,sle,0.2</sub>	M <sub>u</sub>
			barre	mm	cm <sup>2</sup>	cm	kN	kNm	MPa	MPa	kNm
Y2=100x110	ESTRADOSSO	1° strato	10	26	53.09	9.1	0	1050	6.36	217.73	1982
		2° strato									
	INTRADOSSO	2° strato						10	26	53.09	9.1
		1° strato	10	26	53.09	9.1					

Il segno negativo dello sforzo normale riportato nei prospetti precedenti individua uno sforzo di trazione, viceversa il segno positivo individua uno sforzo di compressione.

Nei diagrammi di seguito, il momento positivo tende le fibre all'intradosso.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>11</p>	<p>Codifica</p> <p>EI2CLSL01A0001</p>	<p>B</p>

Filtro sollecitazioni con sezione Y1

Combinazione SLE

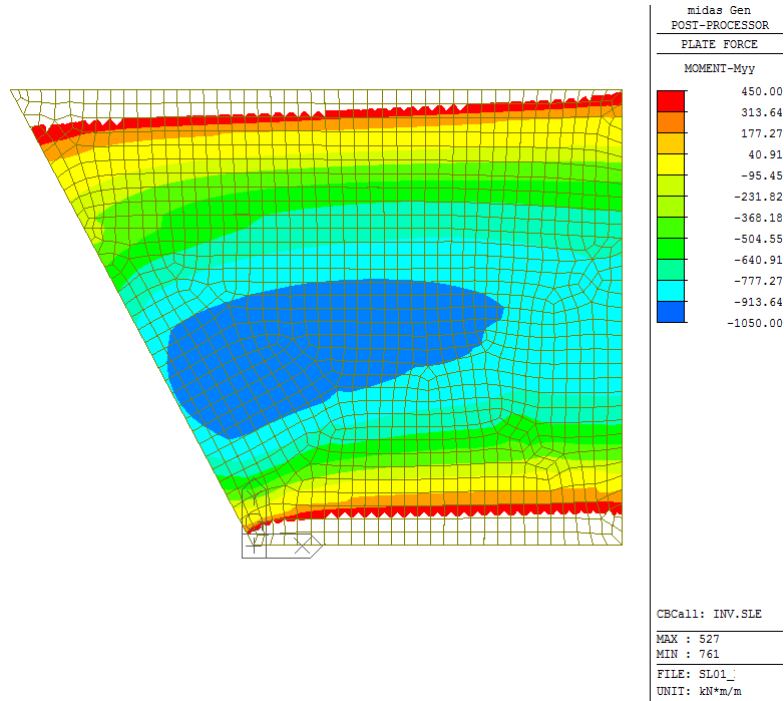


Figura 26: Y1 – SLE - Mxx (kNm/m)

Combinazione SLU

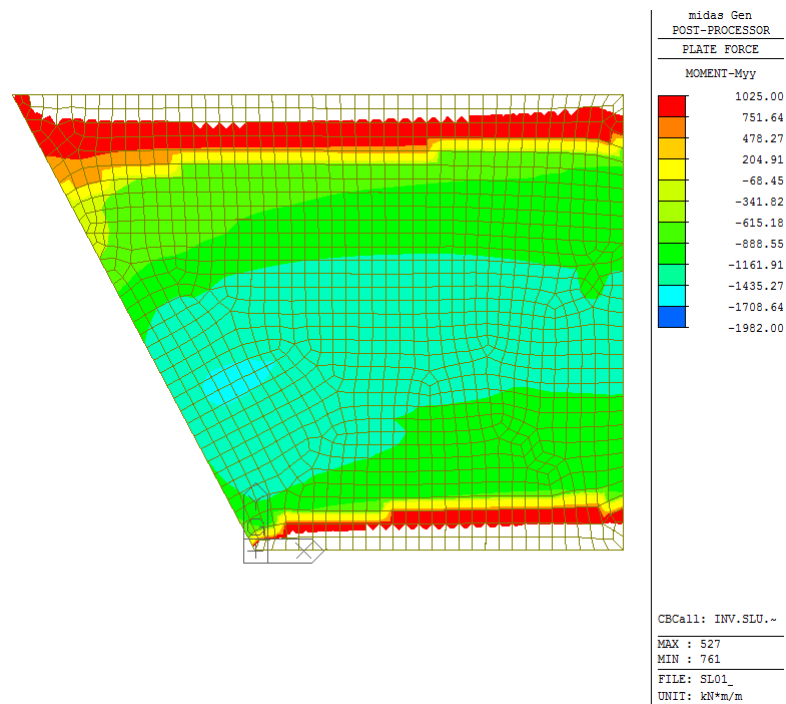




Figura 27: Y1 – SLU - Mxx (kNm/m)

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>11</p>	<p>Codifica</p> <p>EI2CLSL01A0001</p>	<p>B</p>

Filtro sollecitazioni con sezione Y2

Combinazione SLE

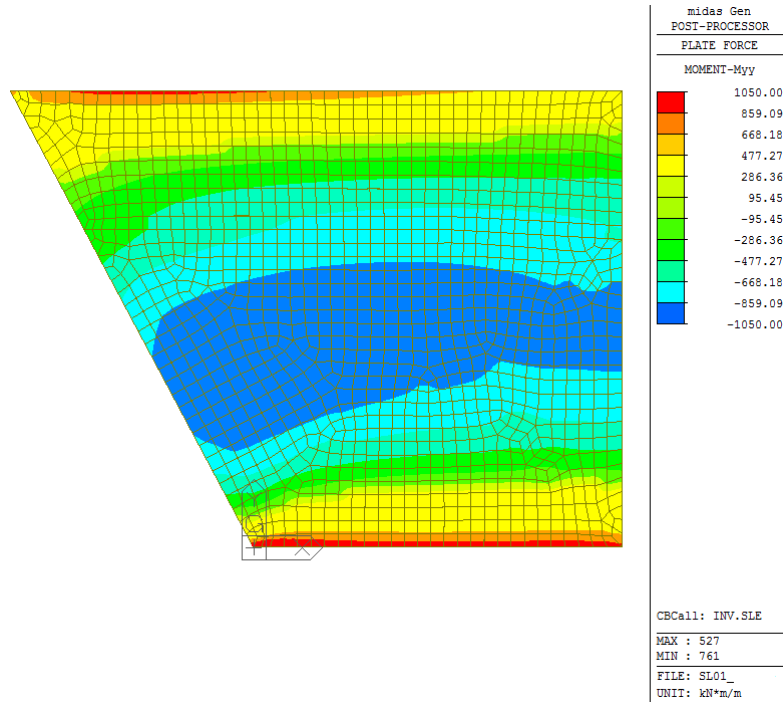


Figura 28: Y2 – SLE - Mxx (kNm/m)

Combinazione SLU

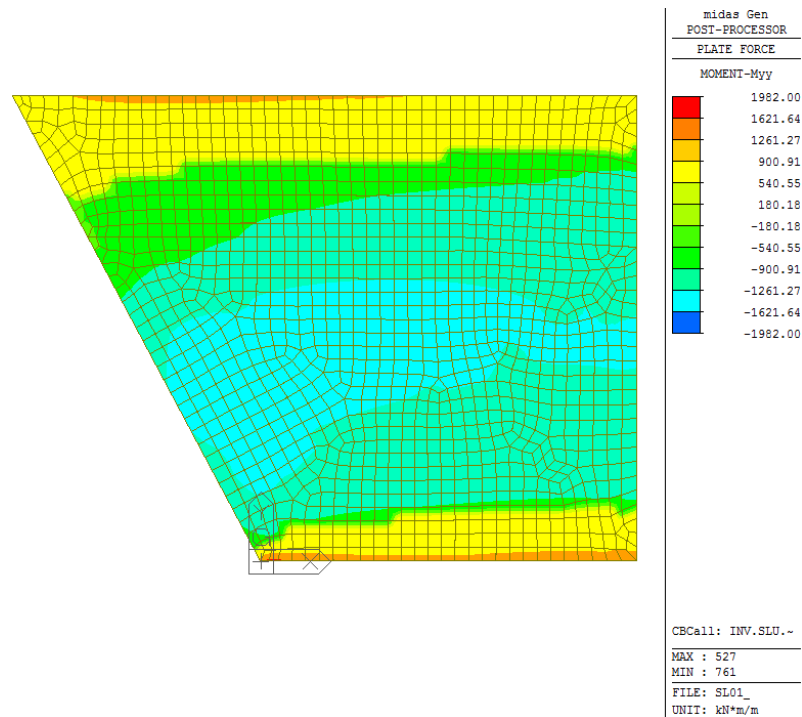




Figura 29: Y2 – SLU - Mxx (kNm/m)



GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	11	EI2CLSL01A0001	B

### 10.1.5 Soletta fondazione s=1.10m - Verifiche a flessione – Armatura Dir.X

SEZIONI SOLETTA DI FONDAZIONE - ARMATURA LONGITUDINALE			N°	Ø	A	δ	Sforzo normale	MOMENTI LIMITE			
								SLE			SLU
								M <sub>SLE,0.2</sub>	σ <sub>c,sle,0.2</sub>	σ <sub>a,sle,0.2</sub>	M <sub>u</sub>
			barre	mm	cm <sup>2</sup>	cm	kN	kNm	MPa	MPa	kNm
X1=100x110	ESTRADOSSO	1° strato	10	16	20.11	7	0	520	4.43	268.95	797
		2° strato									
	INTRADOSSO	2° strato									
		1° strato	10	16	20.11	7					

Il segno negativo dello sforzo normale riportato nei prospetti precedenti individua uno sforzo di trazione, viceversa il segno positivo individua uno sforzo di compressione.

Nei diagrammi di seguito, il momento positivo tende le fibre all'intradosso.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>11</p>	<p>Codifica</p> <p>EI2CLSL01A0001</p>	<p>B</p>

Filtro sollecitazioni con sezione X1

Combinazione SLE

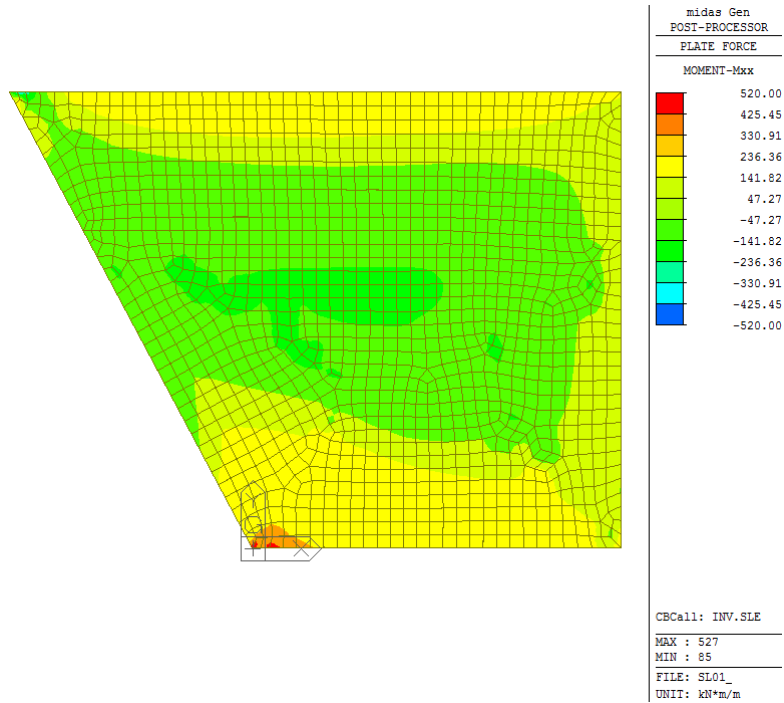


Figura 30: X1 – SLE - Mxx (kNm/m)

Combinazione SLU

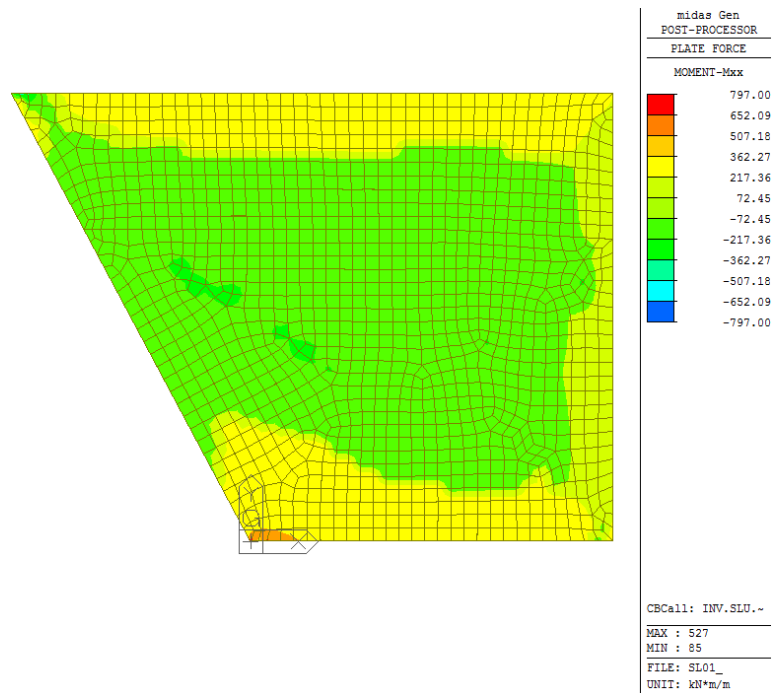






Figura 31: X1 – SLU - Mxx (kNm/m)

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	11	EI2CLSL01A0001	B

### 10.1.6 Soletta fondazione s=1.10m - Verifiche a taglio

Si valuta di seguito la resistenza dell'azione a taglio senza considerare la predisposizione di armatura.

VERIFICA A TAGLIO					
$b_w$	=	100	cm		
$h$	=	110	cm		
$c$	=	5.6	cm		
$d$	=	$h-c$	=	104.4	cm
MATERIALI					
$f_{ywd}$	=	391.30	MPa		
$R_{ck}$	=	40	MPa		
$\gamma_c$	=	1.5			
$f_{ck}$	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	33.2	MPa
$f_{cd}$	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	18.81	MPa
ARMATURE LONGITUDINALI					
$\phi_l$	=	26			
Numero	=	10			
$A_{sl}$	=	53.093	cm <sup>2</sup>		
ELEMENTI SENZA ARMATURA A TAGLIO					
$k$	=	1.44		$1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$	
$v_{min}$	=	0.348		$0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}$	
$\rho_l$	=	0.0051			
$\sigma_{cp}$	=	0.0000	(Mpa)		
$V_{Rd}$	=	462.07	(KN)	>= OK	362.9398 (KN)
$V_{Rd}$	=	<b>462.07</b>	(KN)		
$\alpha_c$	=	1.0000		Ned/Ac=	0.0000 (Mpa)

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 11</p>	<p>Codifica EI2CLSLO1A0001</p>	<p>B</p>

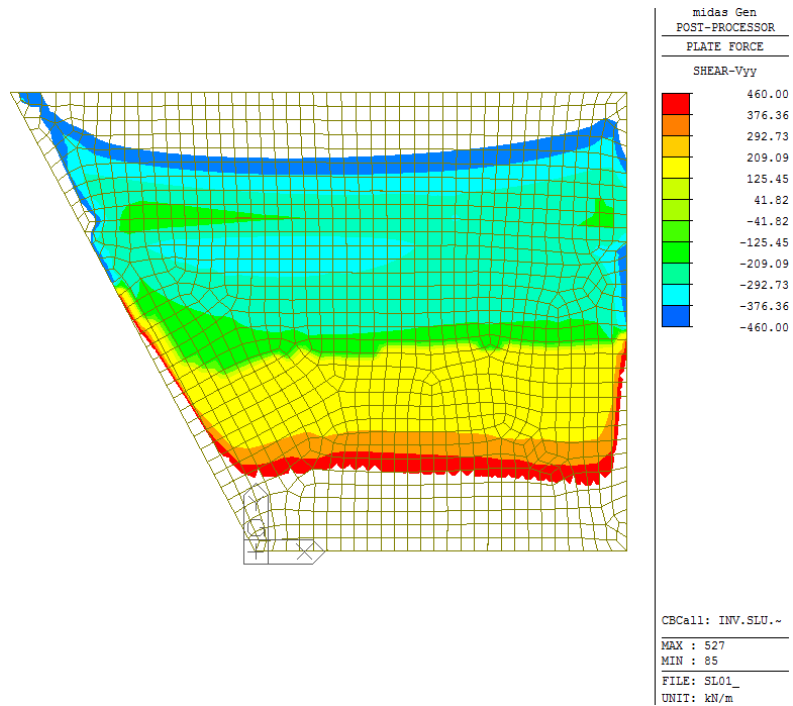


Figura 32: SLU – Vyy (kN/m) - Senza armatura a taglio

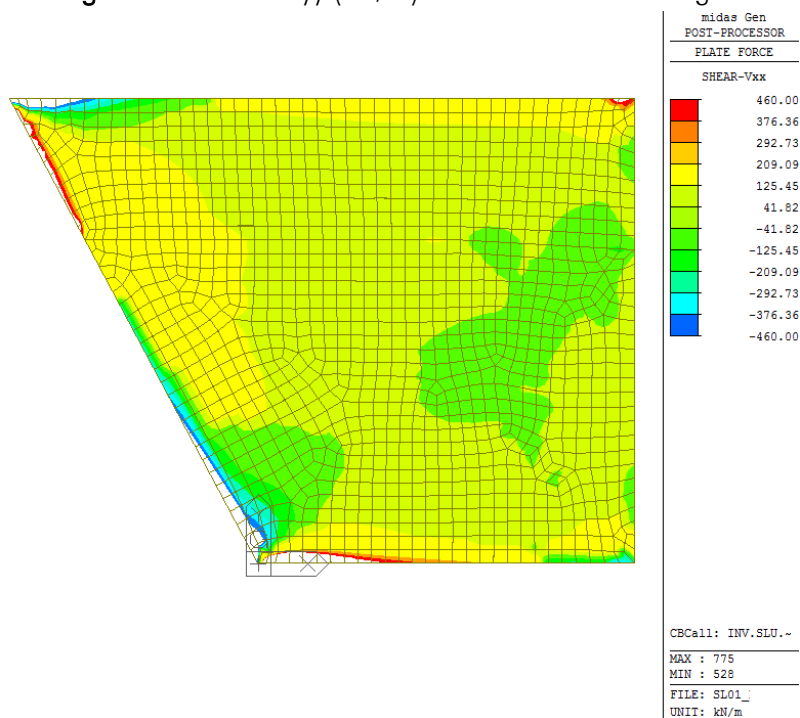


Figura 33: SLU – Vxx (kN/m) - Senza armatura a taglio

Nelle zone non verificate in assenza di armatura, si predispose un'armatura a taglio costituita da spilli  $\Phi 12/20 \times 40$ . Si riporta di seguito la valutazione dell'azione di taglio resistente.

	Progetto	Lotto	Codifica	
	IN17	11	EI2CLSLO1A0001	B

VERIFICA A TAGLIO				
$b_w$	=	100	cm	
$h$	=	110	cm	
$c$	=	5.6	cm	
$d$	=	$h-c$	=	104.4 cm
MATERIALI				
$f_{ywd}$	=	391.30	MPa	
$R_{ck}$	=	40	MPa	
$\gamma_c$	=	1.5		
$f_{ck}$	=	$0.83 \times R_{ck}$	=	33.2 MPa
$f_{cd}$	=	$0.85 \times f_{ck} / \gamma_c$	=	18.81 MPa
ARMATURE A TAGLIO				
$\phi_{st}$	=	12		
braccia	=	2.5		
$\phi_{st2}$	=			
braccia	=			
passo	=	20	cm	
$(A_{sw} / s)$	=	14.137	$cm^2 / m$	
$\alpha$	=	90	°	(90° staffe verticali)
ARMATURE LONGITUDINALI				
$\phi_l$	=	26		
Numero	=	10		
$A_{sl}$	=	53.093	$cm^2$	
TAGLIO AGENTE	$V_{Ed}$	=		(KN)
SFORZO NORMALE	$N_{Ed}$	=		(KN)

IPOTESI 1		$Cot \vartheta = 2,5$	$\vartheta = 21,8^\circ$
Armatura trasversale			
$V_{Rsd} =$	1299.45 (KN)	$0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$	
$V_{Rcd} =$	3047.76 (KN)	$0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta)$	
$V_{Rd} =$	1299.45 (KN)	$\min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$	
IPOTESI 2		$Cot \vartheta = 1$	$\vartheta = 45^\circ$
Armatura trasversale			
$V_{Rsd} =$	519.78 (KN)	$0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$	
$V_{Rcd} =$	4419.25 (KN)	$0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta)$	
$V_{Rd} =$	519.78 (KN)	$\min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$	
IPOTESI 3		$Cot \vartheta$ in cui $V_{Rsd}=V_{Rcd}$	:Rottura bilanciata
$cot(\theta) =$	4.00 (calcolato)	$cot(\theta) =$	2.50 (limitato)
$\theta =$	14.03 °		
$V_{Rsd} =$	2079.40 (KN)	$0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) \cdot \sin\alpha$	
$V_{Rcd} =$	2079.40 (KN)	$0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg^2\theta)$	
$V_{Rd} =$	2079.40 (KN)		
MASSIMO TAGLIO RESISTENTE			
$V_{Rd} =$	1300 (KN)		

Come evidente dalle mappe di colore riportate di seguito, l'armatura a taglio prevista verifica l'elemento strutturale in esame.

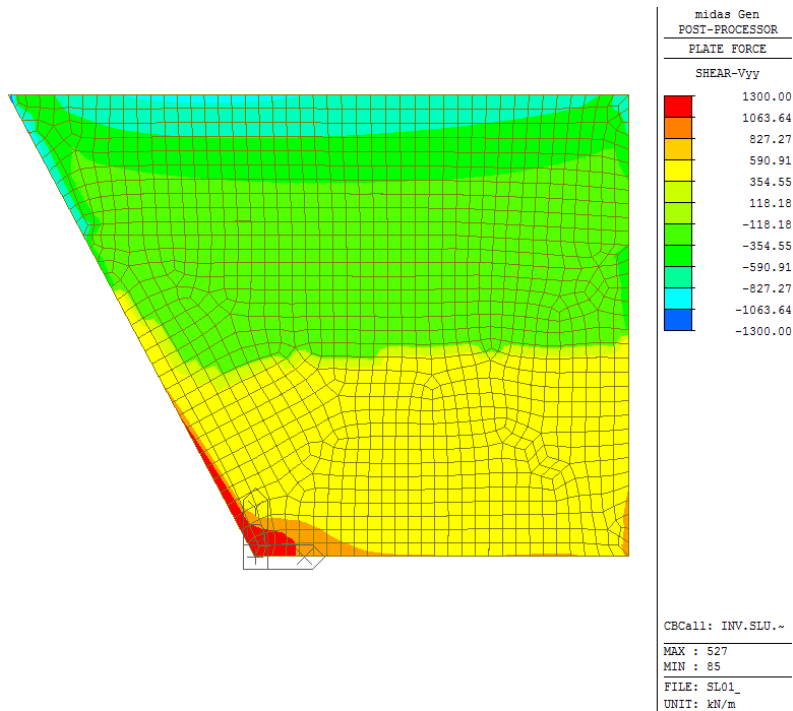




Figura 34: SLU- Vyy (kN/m) -  $\phi 12/20 \times 40$



<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>11</p>	<p>Codifica</p> <p>EI2CLSL01A0001</p>	<p>B</p>

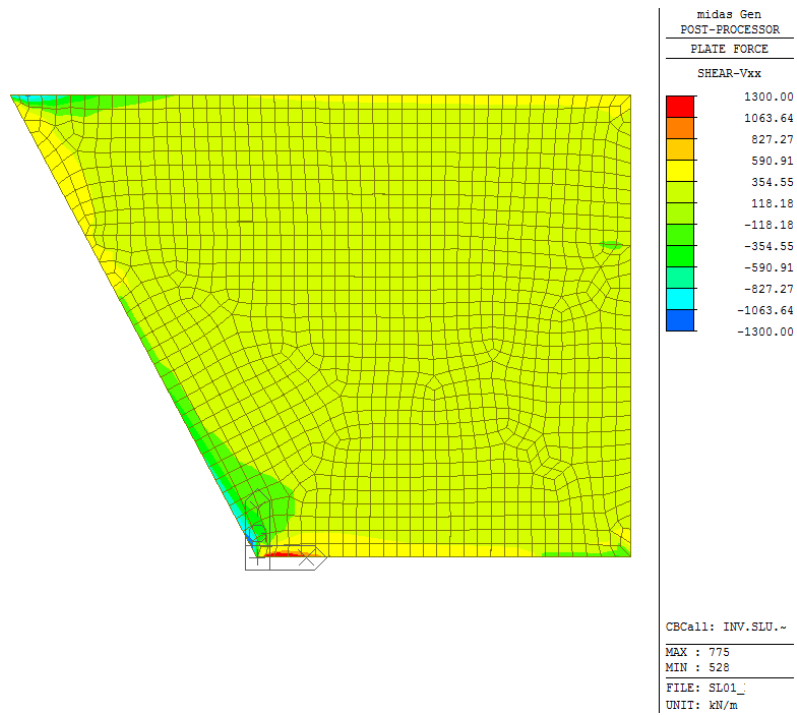




Figura 35: SLU-  $V_{xx}$  (kN/m) -  $\phi 12/20 \times 40$



GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	11	EI2CLSL01A0001	B

### 10.1.7 Piedritti s=0.9m - Verifiche a flessione – Armatura Dir.Y

SEZIONI PIEDRITTO - ARMATURA VERTICALE			N°	Ø	A	δ	Sforzo normale (SLE)	MOMENTI LIMITE			
								SLE			SLU
								M <sub>SLE,0.2</sub>	σ <sub>c,sle,0.2</sub>	σ <sub>a,sle,0.2</sub>	M <sub>u</sub>
			barre	mm	cm <sup>2</sup>	cm	kN	kNm	MPa	MPa	kNm
Y1=100x90	LATO SCAVO	1° strato	10	26	53.09	9.1	550	900	7.46	187.22	1567
		2° strato									
	LATO TERRA	2° strato									
		1° strato	10	26	53.09	9.1					

Il segno negativo dello sforzo normale riportato nei prospetti precedenti individua uno sforzo di trazione, viceversa il segno positivo individua uno sforzo di compressione.

Nei diagrammi di seguito, il momento positivo tende le fibre all'intradosso.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE		
		Progetto	Lotto	Codifica
		IN17	11	EI2CLS01A0001
				B

Filtro sollecitazioni con sezione Y1  
Combinazione SLE

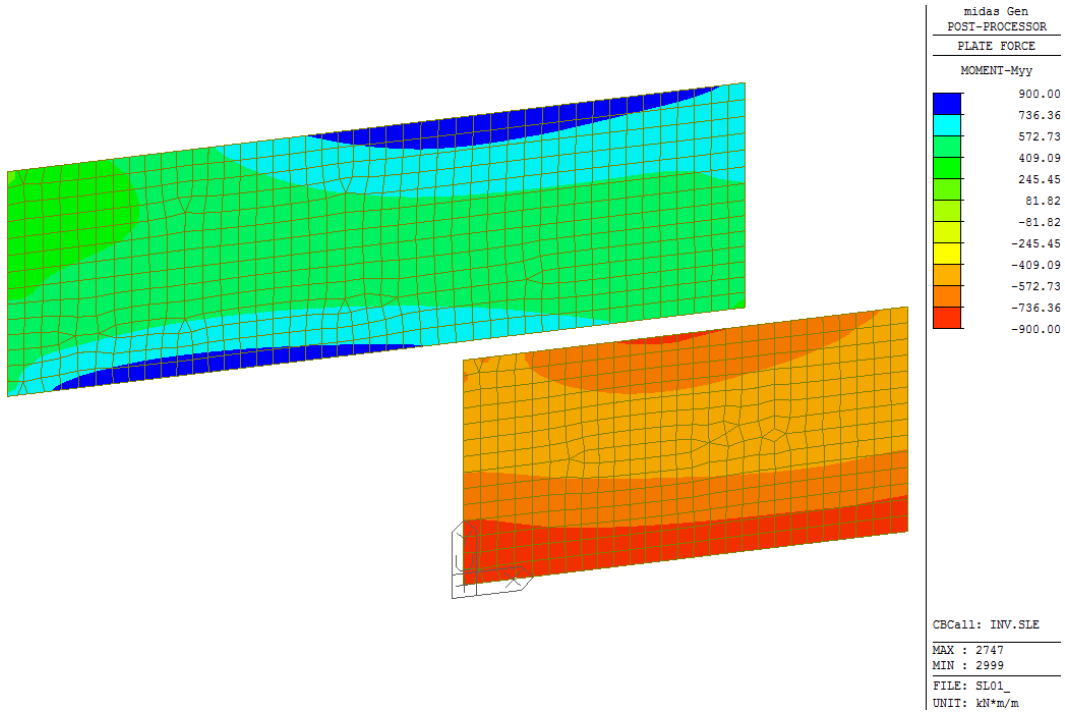


Figura 36: Y1 – SLE - Mxx (kNm/m)

Combinazione SLU

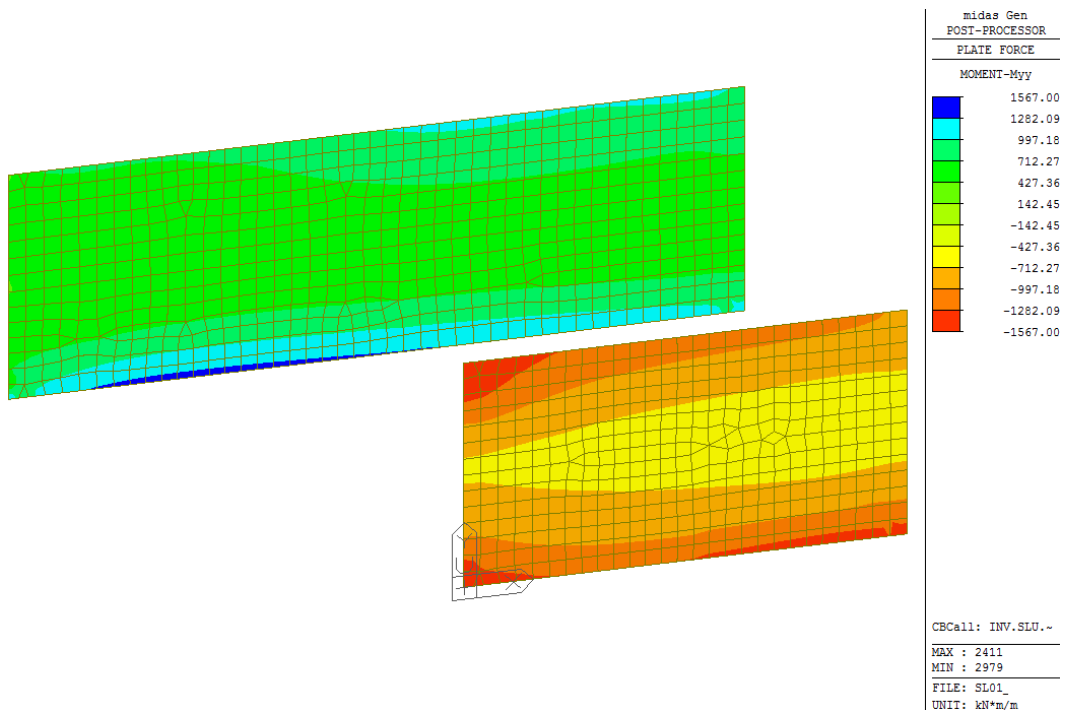




Figura 37: Y1 – SLU - Mxx (kNm/m)



GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	11	EI2CLSL01A0001	B

### 10.1.8 Piedritti s=0.9m - Verifiche a flessione – Armatura Dir.X

SEZIONI PIEDRITTO - ARMATURA ORIZZONTALE			N°	Ø	A	δ	Sforzo normale	MOMENTI LIMITE			
								SLE			SLU
								M <sub>SLE,0.2</sub>	σ <sub>c,sle,0.2</sub>	σ <sub>a,sle,0.2</sub>	M <sub>u</sub>
			barre	mm	cm <sup>2</sup>	cm	kN	kNm	MPa	MPa	kNm
X1=100x90	LATO TERRA	1° strato	5	16	10.05	7	0	155	2.61	197.2	335
		2° strato									
	LATO SCAVO	2° strato									
		1° strato	5	16	10.05	7					

Il segno negativo dello sforzo normale riportato nei prospetti precedenti individua uno sforzo di trazione, viceversa il segno positivo individua uno sforzo di compressione.

Nei diagrammi di seguito, il momento positivo tende le fibre all'intradosso.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLS01A0001	B

Filtro sollecitazioni con sezione X1  
Combinazione SLE

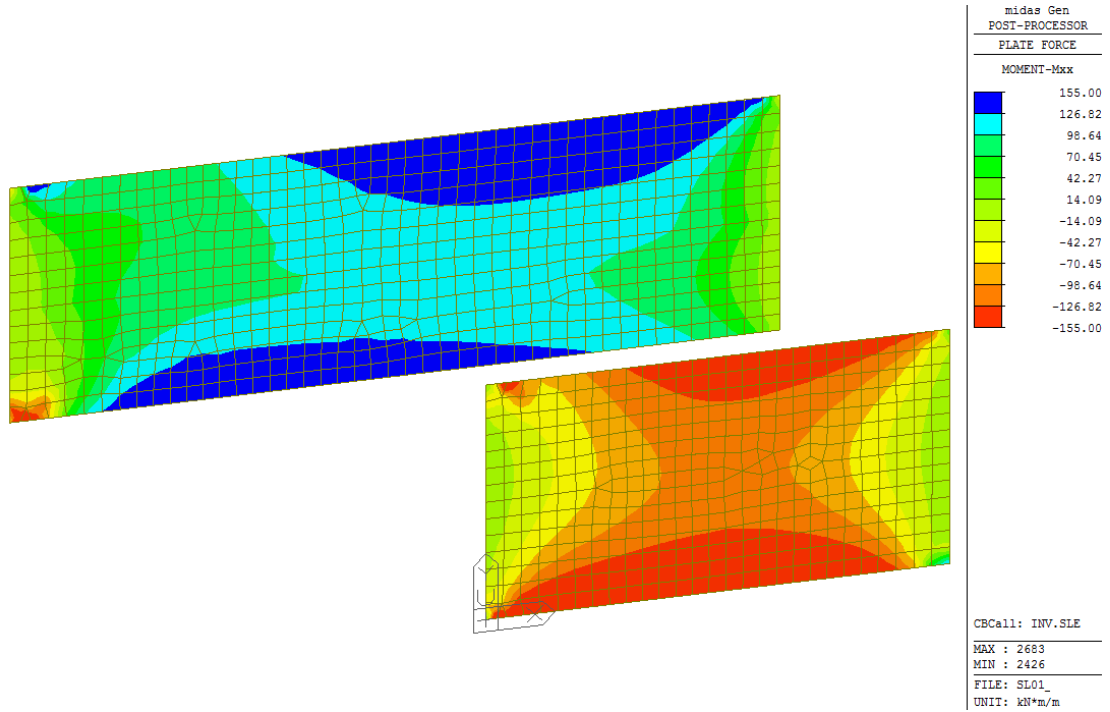


Figura 38: X1 – SLE - Mxx (kNm/m)

Combinazione SLU

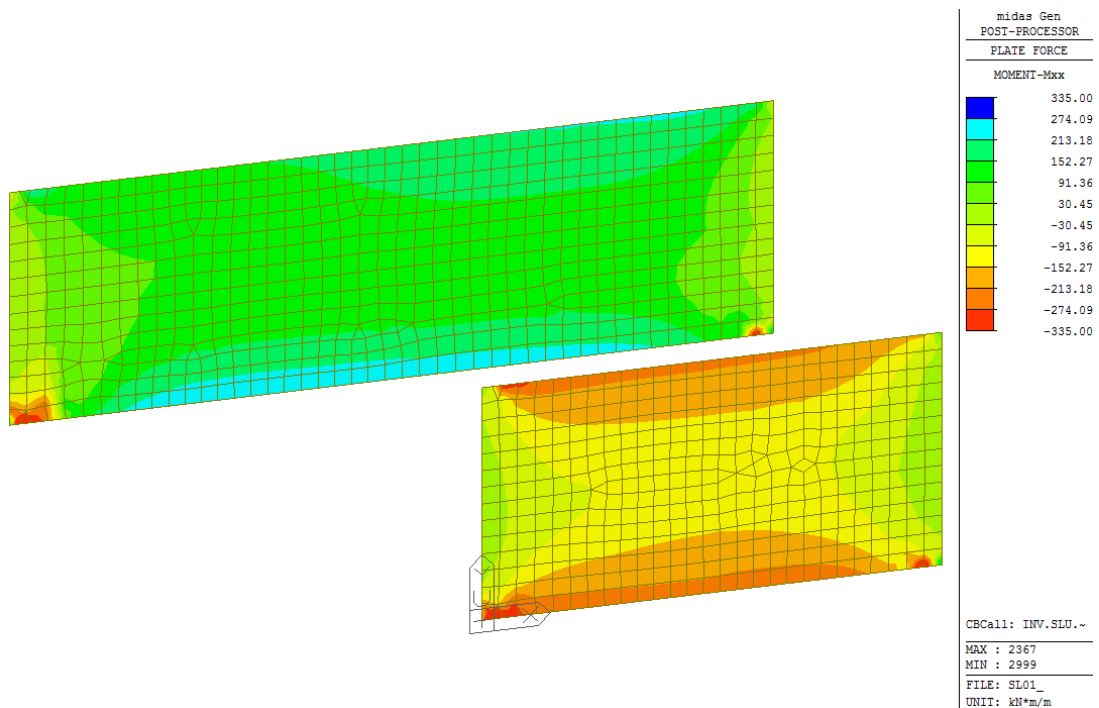




Figura 39: X1 – SLU - Mxx (kNm/m)



<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 								
	<table border="1" style="width: 100%; text-align: center;"> <tr> <td style="width: 25%;">Progetto</td> <td style="width: 25%;">Lotto</td> <td style="width: 25%;">Codifica</td> <td style="width: 25%;"></td> </tr> <tr> <td>IN17</td> <td>11</td> <td>EI2CLS01A0001</td> <td>B</td> </tr> </table>	Progetto	Lotto	Codifica		IN17	11	EI2CLS01A0001	B
Progetto	Lotto	Codifica							
IN17	11	EI2CLS01A0001	B						

### 10.1.9 Piedritti s=0.9m - Verifiche a taglio

Si predispone un'armatura a taglio costituita da spilli 9Φ12/mq. Si riporta di seguito la valutazione dell'azione di taglio resistente.

<p><b>VERIFICA A TAGLIO</b></p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>b<sub>w</sub></td><td>=</td><td>100</td><td>cm</td></tr> <tr><td>h</td><td>=</td><td>90</td><td>cm</td></tr> <tr><td>c</td><td>=</td><td>5.6</td><td>cm</td></tr> <tr><td>d</td><td>=</td><td>h-c</td><td>= 84.4 cm</td></tr> </table> <p><b>MATERIALI</b></p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>f<sub>ywd</sub></td><td>=</td><td>391.30</td><td>MPa</td></tr> <tr><td>R<sub>ck</sub></td><td>=</td><td>40</td><td>MPa</td></tr> <tr><td>γ<sub>c</sub></td><td>=</td><td>1.5</td><td></td></tr> <tr><td>f<sub>ck</sub></td><td>=</td><td>0.83xR<sub>ck</sub></td><td>= 33.2 MPa</td></tr> <tr><td>f<sub>ctd</sub></td><td>=</td><td>0.85xf<sub>ck</sub>/γ<sub>c</sub></td><td>= 18.81 MPa</td></tr> </table> <p><b>ARMATURE A TAGLIO</b></p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>Ø<sub>st1</sub></td><td>=</td><td>12</td><td></td></tr> <tr><td>braccia</td><td>=</td><td>3</td><td></td></tr> <tr><td>Ø<sub>st2</sub></td><td>=</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>braccia</td><td>=</td><td></td><td></td></tr> <tr><td>passo</td><td>=</td><td>33.3</td><td>cm</td></tr> <tr><td>(A<sub>sw</sub>/s)</td><td>=</td><td>10.179</td><td>cm<sup>2</sup>/m</td></tr> <tr><td>α</td><td>=</td><td>90</td><td>° (90° staffe verticali)</td></tr> </table> <p><b>ARMATURE LONGITUDINALI</b></p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr><td>Ø<sub>l</sub></td><td>=</td><td>26</td><td></td></tr> <tr><td>Numero</td><td>=</td><td>10</td><td></td></tr> <tr><td>A<sub>sl</sub></td><td>=</td><td>53.093</td><td>cm<sup>2</sup></td></tr> </table> <p><b>TAGLIO AGENTE</b> V<sub>Ed</sub> = (KN)</p> <p><b>SFORZO NORMALE</b> N<sub>Ed</sub> = (KN)</p>	b <sub>w</sub>	=	100	cm	h	=	90	cm	c	=	5.6	cm	d	=	h-c	= 84.4 cm	f <sub>ywd</sub>	=	391.30	MPa	R <sub>ck</sub>	=	40	MPa	γ <sub>c</sub>	=	1.5		f <sub>ck</sub>	=	0.83xR <sub>ck</sub>	= 33.2 MPa	f <sub>ctd</sub>	=	0.85xf <sub>ck</sub> /γ <sub>c</sub>	= 18.81 MPa	Ø <sub>st1</sub>	=	12		braccia	=	3		Ø <sub>st2</sub>	=			braccia	=			passo	=	33.3	cm	(A <sub>sw</sub> /s)	=	10.179	cm <sup>2</sup> /m	α	=	90	° (90° staffe verticali)	Ø <sub>l</sub>	=	26		Numero	=	10		A <sub>sl</sub>	=	53.093	cm <sup>2</sup>	<p><b>IPOTESI 1</b> Cot ϕ = 2,5 ϕ = 21,8°</p> <p><b>Armatura trasversale</b></p> <p>V<sub>Rsd</sub> = 756.37 (KN) <span style="float: right;"><math>0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha</math></span></p> <p>V<sub>Rcd</sub> = 2463.90 (KN) <span style="float: right;"><math>0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)</math></span></p> <p>V<sub>Rd</sub> = 756.37 (KN) <span style="float: right;"><b>min(V<sub>Rsd</sub>, V<sub>Rcd</sub>)</b></span></p> <hr/> <p><b>IPOTESI 2</b> Cot ϕ = 1 ϕ = 45°</p> <p><b>Armatura trasversale</b></p> <p>V<sub>Rsd</sub> = 302.55 (KN) <span style="float: right;"><math>0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha</math></span></p> <p>V<sub>Rcd</sub> = 3572.65 (KN) <span style="float: right;"><math>0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)</math></span></p> <p>V<sub>Rd</sub> = 302.55 (KN) <span style="float: right;"><b>min(V<sub>Rsd</sub>, V<sub>Rcd</sub>)</b></span></p> <hr/> <p><b>IPOTESI 3</b> Cot ϕ in cui V<sub>Rsd</sub>=V<sub>Rcd</sub> :Rottura bilanciata</p> <p>cot(θ) = 4.76 (calcolato) cot(θ) = 2.50 (limitato)</p> <p>θ = 11.87 °</p> <p>V<sub>Rsd</sub> = 1438.84 (KN) <span style="float: right;"><math>0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha</math></span></p> <p>V<sub>Rcd</sub> = 1438.84 (KN) <span style="float: right;"><math>0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)</math></span></p> <p>V<sub>Rd</sub> = 1438.84 (KN)</p> <p><b>MASSIMO TAGLIO RESISTENTE</b></p> <p>V<sub>Rd</sub> = 756 (KN)</p>
b <sub>w</sub>	=	100	cm																																																																										
h	=	90	cm																																																																										
c	=	5.6	cm																																																																										
d	=	h-c	= 84.4 cm																																																																										
f <sub>ywd</sub>	=	391.30	MPa																																																																										
R <sub>ck</sub>	=	40	MPa																																																																										
γ <sub>c</sub>	=	1.5																																																																											
f <sub>ck</sub>	=	0.83xR <sub>ck</sub>	= 33.2 MPa																																																																										
f <sub>ctd</sub>	=	0.85xf <sub>ck</sub> /γ <sub>c</sub>	= 18.81 MPa																																																																										
Ø <sub>st1</sub>	=	12																																																																											
braccia	=	3																																																																											
Ø <sub>st2</sub>	=																																																																												
braccia	=																																																																												
passo	=	33.3	cm																																																																										
(A <sub>sw</sub> /s)	=	10.179	cm <sup>2</sup> /m																																																																										
α	=	90	° (90° staffe verticali)																																																																										
Ø <sub>l</sub>	=	26																																																																											
Numero	=	10																																																																											
A <sub>sl</sub>	=	53.093	cm <sup>2</sup>																																																																										

Come evidente dalle mappe di colore riportate di seguito, l'armatura a taglio prevista verifica gli elementi strutturali in esame.

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 			
	<p>Progetto</p> <p>IN17</p>	<p>Lotto</p> <p>11</p>	<p>Codifica</p> <p>EI2CLS01A0001</p>	<p>B</p>

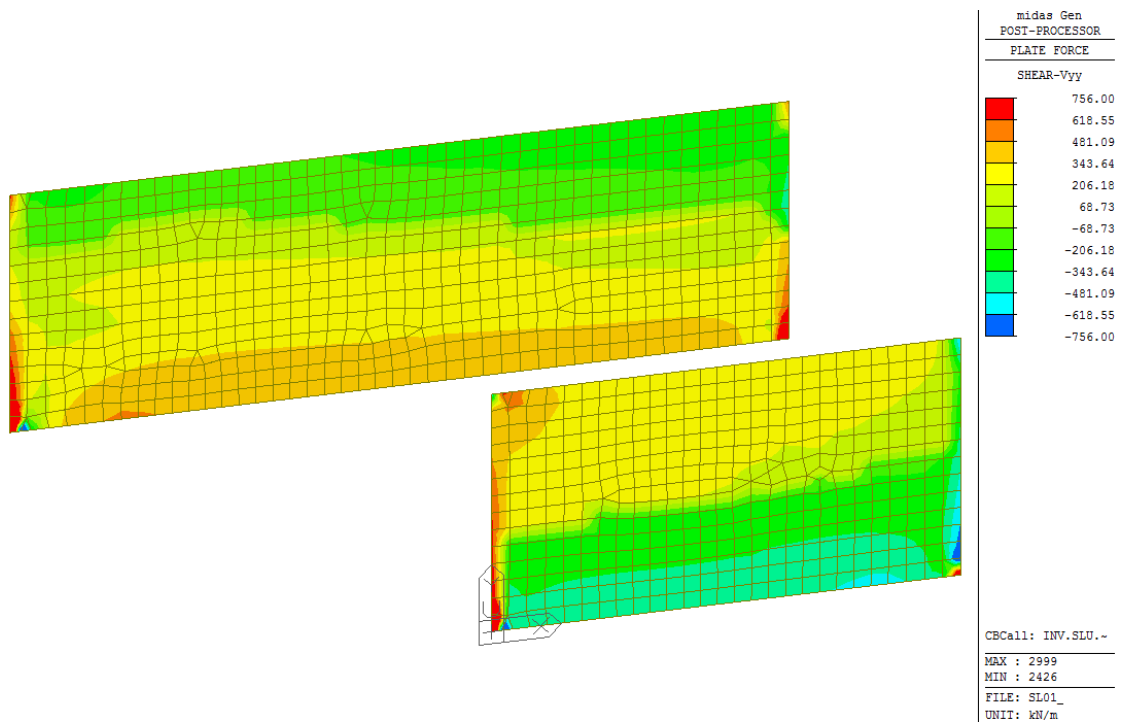


Figura 40: SLU-  $V_{yy}$  (kN/m) -  $9\phi 12/mq$

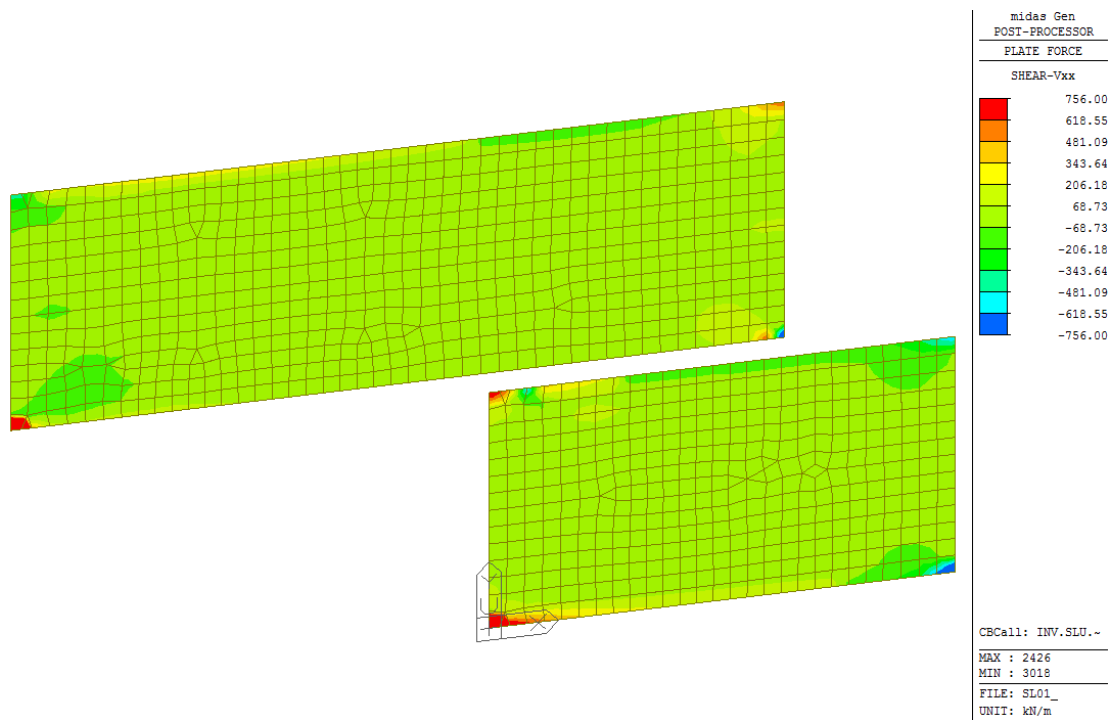



Figura 41: SLU-  $V_{xx}$  (kN/m) -  $9\phi 12/mq$

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLSL01A0001	B

## 10.2 VERIFICHE DI DEFORMABILITÀ

### 10.2.1 Inflessione nel piano verticale

Si mostrano di seguito gli spostamenti verticali massimi della struttura registrati in presenza dei treni di carico LM71 ed SW/2, incrementati con il corrispondente coefficiente dinamico e con il coefficiente  $\alpha$ .

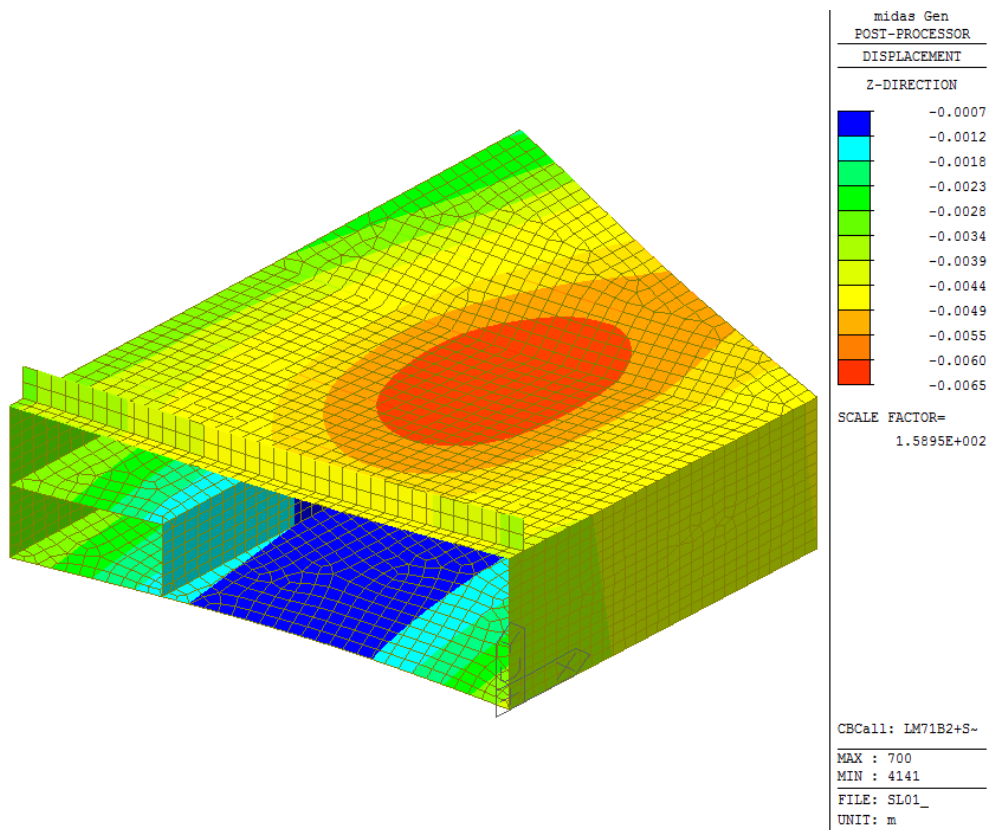


Figura 42 Spostamenti dir.-z della struttura in presenza dei treni di carico

Considerando la luce libera del sottovia, pari a 14.50m; lo spostamento massimo registrato, pari a 0.0065m, risulta inferiore al limite consentito, pari a  $14.50\text{m}/600 = 0.024\text{m}$ .



GENERAL CONTRACTOR  Conorzio IricAV Due		ALTA SORVEGLIANZA  ITALFERR GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE		
		Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLSL01A0001
		B		

### 10.2.2 Deformazioni torsionali

Il massimo sghembo misurato su una lunghezza di 3m non eccede il valore limite prescritto dalla normativa. Di seguito si mostra la sintesi della verifica effettuata.

L	D <sub>1</sub>	D <sub>2</sub>	y=(D <sub>2</sub> -D <sub>1</sub> )/L	y <sub>LIM</sub>
Distanza base di misurazione	Massima differenza trasversale di spostamento dei binari al punto '0'	Massima differenza trasversale di spostamento dei binari alla distanza base	Valore di progetto	Valore limite
[ m ]	[ m ]	[ m ]	[mm/m]	[ mm/m ]
3	0.00008	0.00012	0.04mm/3m	3mm/3m

### 10.2.3 Stato limite di comfort dei passeggeri

L'inflessione verticale deve calcolarsi in asse al binario, considerando il modello di carico LM71 con il relativo incremento dinamico e con il coefficiente  $\alpha$ .

Freccia limite ammissibile (velocità del treno  $V > 350\text{km/h}$ ):

$$\delta_{im} = 1/1500 \times L = 9.67 \text{ mm}$$

Freccia massima dell'impalcato prodotta dal treno LM71:

$$\delta_{max} = 3.50 \text{ mm} < \delta_{im}$$

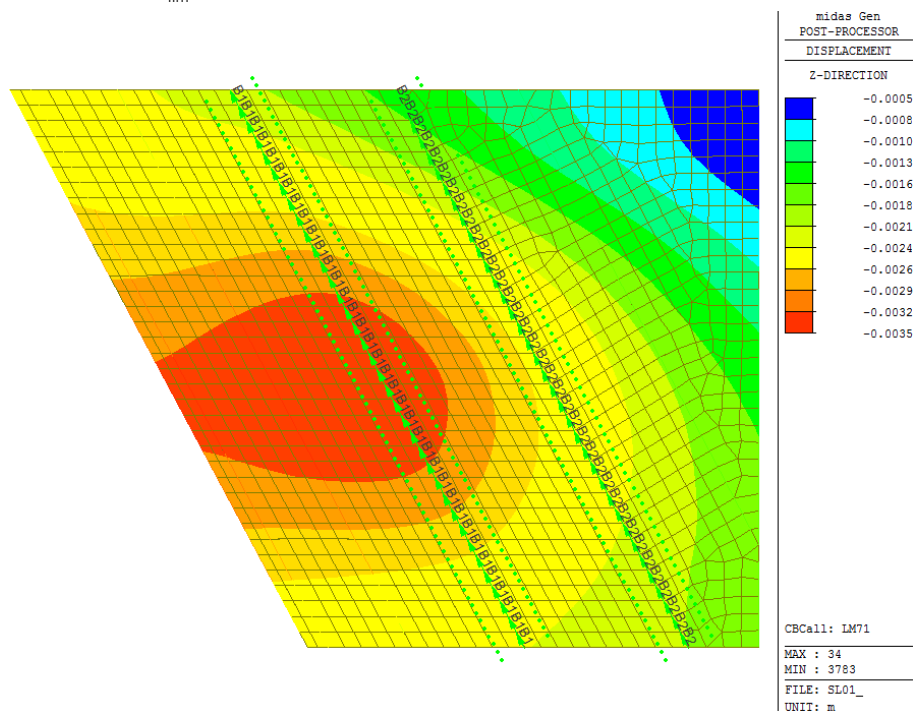




Figura 43 Spostamenti dir.-z della struttura in presenza del treno LM71 sul singolo binario

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLSLO1A0001	B

## 11 VERIFICHE GEOTECNICHE

### 11.1 VERIFICA DELLA CAPACITÀ PORTANTE

La verifica a capacità portante del complesso fondazione – terreno è stata effettuata applicando la combinazione (A1+M1+R3) dell'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I delle NTC2008. I coefficienti  $\gamma_R$  sono riportati nella seguente tabella 6.4.I delle NTC08):

Tab. 6.4.I – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di fondazioni superficiali

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

La pressione limite può essere calcolata in base alla formula generale di Brinch Hansen (1970):

$$q_{lim} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B N_{\gamma} s_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma} + q \cdot N_q s_q d_q i_q b_q g_q + c N_c s_c d_c i_c b_c g_c$$

(valida in condizioni drenate)

$$q_{lim} = c_U N_c^* d_c^* i_c^* s_c^* b_c^* g_c^* + q$$

(valida in condizioni non drenate)

essendo

$N_q, N_c, N_{\gamma}$  i fattori di capacità portante in condizioni drenate;

$N_c^*$  il fattore di capacità portante in condizioni non drenate;

$s_{\gamma}, s_q, s_c$  i fattori di forma della fondazione;

$i_{\gamma}, i_q, i_c$  i fattori correttivi per l'inclinazione del carico;

$b_{\gamma}, b_q, b_c$  i fattori correttivi per l'inclinazione della base della fondazione;

$g_{\gamma}, g_q, g_c$  i fattori correttivi per l'inclinazione del piano campagna;

$d_{\gamma}, d_q, d_c$  i fattori correttivi per la profondità del piano di posa;



$d_c^*, i_c^*, s_c^*, b_c^*, g_c^*$  i fattori correttivi corrispondenti rispettivamente a quanto sopra esposto ma validi in condizioni non drenate.

In condizioni drenate valgono le seguenti espressioni:

$$N_q = \text{tg}^2(45 + \phi' / 2) * e^{(\sigma' \cdot \text{tg} \phi')}$$

$$N_c = (N_q - 1) / \text{tg} \phi'$$

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

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLSL01A0001	B

$$i_{\gamma} = \left[ 1 - \frac{H}{N + B' \cdot c \cdot \cotg \phi'} \right]^{m+1}$$

$$i_{\alpha} = i_c = \left[ 1 - \frac{H}{N + B' \cdot c \cdot \cotg \phi'} \right]^m$$

$$d_{\alpha} = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2 \cdot \frac{D}{B'} \quad \text{per } D/B' \leq 1$$

$$d_{\alpha} = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi' \cdot (1 - \sin \phi')^2 \cdot \operatorname{arctg} \left( \frac{D}{B'} \right) \quad \text{per } D/B' > 1$$

$$d_c = d_{\alpha} - \frac{1 - d_{\alpha}}{N_c \operatorname{tg} \phi'}$$

$$s_{\alpha} = 1 + (B/2) \operatorname{tg} \phi'$$

$$s_{\gamma} = 1 - 0.4B/4$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q B}{N_c L}$$

$$g_{\gamma} = g_{\alpha} = (1 - 0.5 \operatorname{tg} \beta)^5$$

$$g_c = 1 - \beta^{\circ} / 147^{\circ}$$

$$b_{\alpha} = e^{(-2.7 \eta \beta)}$$

$$b_{\gamma} = e^{(-2.7 \eta \beta)}$$

$$\text{ove } \beta + \eta \leq 90^{\circ} \text{ e } \beta \leq \phi$$

In condizioni non drenate i fattori hanno le seguenti espressioni:

$$N_c^* = (2 + \pi)$$

$$s_c^* = 0.2 + \frac{B}{L}$$



$$i_c^* = \left[ 1 - \frac{mH}{B' c u N_c} \right]^m$$

$$d_c^* = 0.4 + \frac{D}{B} \quad \text{per } D/B \leq 1$$

$$d_c^* = 0.4 + \frac{\operatorname{tg}^{\alpha} - 1 D}{B} \quad \text{per } D/B > 1$$

$$g_c^* = \beta^{\circ} / 147^{\circ}$$

$$b_c^* = \eta^{\circ} / 147^{\circ}$$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLSL01A0001	B

Si sono indicate con:

- $q$  =  $\gamma \cdot D$  = pressione verticale totale agente alla quota di imposta della fondazione;  
 $B'$  = larghezza efficace equivalente della fondazione;  
 $\gamma$  = peso di volume naturale del terreno;  
 $c_u$  = coesione non drenata;  
 $D$  = affondamento della fondazione;  
 $H$  = carico orizzontale agente.

Per valutare gli effetti dell'eccentricità è necessario inserire nell'equazione della capacità due dimensioni  $L'$  e  $B'$  ridotte secondo le:

$$L' = L - 2e_x$$

$$B' = B - 2e_y$$

dove  $B$  e  $L$  sono le reali dimensioni della fondazione e  $e_x$  e  $e_y$  sono le eccentricità.

Si riporta di seguito la verifica per la condizione più gravosa.

**Fondazioni Dirette**  
**Verifica in tensioni efficaci**

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

$e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = M_b/N$ )

$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = M_l/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_L = 0$ ;  $L^* = L$ )

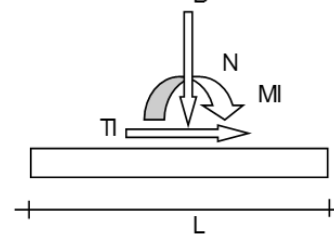
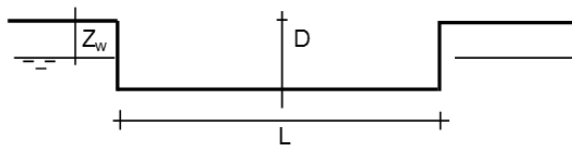
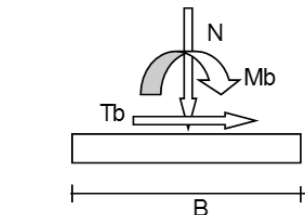
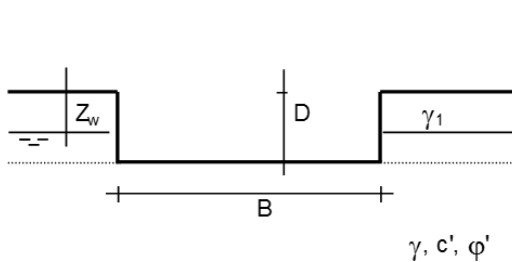
$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2 \cdot e_B$ )

$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2 \cdot e_L$ )

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

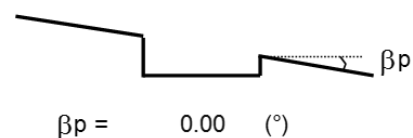
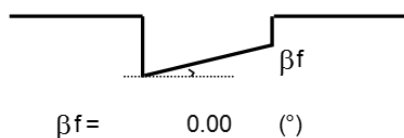
**coefficienti parziali**



Metodo di calcolo	azioni		proprietà del terreno		resistenze	
	permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	$c'$	$q_{lim}$	scorr
Stato Limite Ultimo A1+M1+R3	1.30	1.50	1.00	1.00	2.30	1.10
SISMA	1.00	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10
Definiti dal Progettista	X	1.00	1.00	1.00	2.30	1.10



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

- B = 14.50 (m)
- L = 20.00 (m)
- D = 7.60 (m)



GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 		
		Progetto	Lotto	Codifica
		IN17	11	EI2CLSL01A0001
				B

### AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	42164		42164.00
Mb [kNm]	27420		27420.00
MI [kNm]	47772.00		47772.00
Tb [kN]	1048		1048.00
TI [kN]	2700.00		2700.00
H [kN]	2896.26	0.00	2896.26

#### Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned} \gamma_1 &= 19.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 19.00 \quad (\text{kN/mc}) \end{aligned}$$

#### Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$\begin{aligned} c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 39.00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

#### Valori di progetto

$$\begin{aligned} c' &= 0.00 \quad (\text{kN/mq}) \\ \varphi' &= 39.00 \quad (^\circ) \end{aligned}$$

#### Profondità della falda

$$Z_w = 6.20 \quad (\text{m})$$

$$\begin{aligned} e_B &= 0.65 \quad (\text{m}) \\ e_L &= 1.13 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} B^* &= 13.20 \quad (\text{m}) \\ L^* &= 17.73 \quad (\text{m}) \end{aligned}$$

#### q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 130.40 \quad (\text{kN/mq})$$

#### $\gamma$ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 9.00 \quad (\text{kN/mc})$$

#### Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \text{tg} \varphi')}$$


$$N_q = 55.96$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 67.87$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 92.25$$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLSL01A0001	B

**$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1.61$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L$$

$$s_q = 1.60$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B / L$$

$$s_\gamma = 0.70$$

**$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.57 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 21.21 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.43 \quad m = 1.45 \quad (-)$$

( $m=2$  nel caso di fondazione nastriforme e  $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$  in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cot \varphi'))^m$$

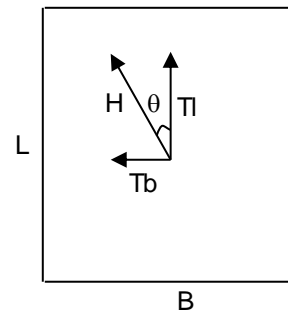
$$i_q = 0.90$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_q - 1)$$

$$i_c = 0.90$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cot \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.84$$



**$d_c, d_q, d_\gamma$  : fattori di profondità del piano di appoggio**

per  $D/B^* \leq 1$ ;  $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$

per  $D/B^* > 1$ ;  $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) \cdot \arctan (D / B^*)$


$$d_q = 1.13$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1.13$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLSL01A0001	B

**$b_c, b_q, b_\gamma$  : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan\varphi)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0.00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1.00$$

**$g_c, g_q, g_\gamma$  : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \qquad \beta_f + \beta_p = 0.00 \qquad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\varphi)$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 15136.48 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B^* L^*$$



$$q = 180.13 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Verifica di sicurezza capacità portante**

$$q_{lim} / \gamma_R = 6581.08 \geq q = 180.13 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**FS=36.6**



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLSL01A0001	B

**VERIFICA A SCORRIMENTO**

**Carico agente**

**Hd = 2896.26 (kN)**

**Azione Resistente**



$Sd = N \tan(\varphi') + c' B^* L^*$

**Sd = 34143.73 (kN)**

**Verifica di sicurezza allo scorrimento**

**$Sd / \gamma_R = 31039.75 \geq Hd = 2896.26 \text{ (kN)}$**

**FS=10.7**

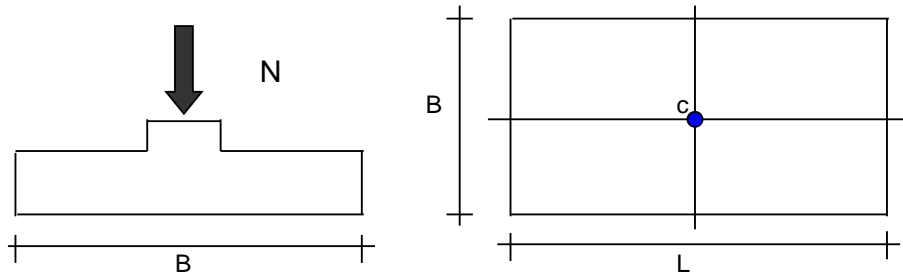
GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLSL01A0001	B

## 11.2 VALUTAZIONE DEI CEDIMENTI

Si esibisce di seguito il calcolo dei cedimenti in fondazione dell'opera in esame.

### CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE

#### LAVORO:



#### Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)

$$\Delta\sigma_{zi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z/R_3)(1/R_1^2 + 1/R_2^2))$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_1^2))$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) * (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z/R_3 R_2^2))$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$



$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{ot} = \Sigma \delta_i = \Sigma (((\Delta\sigma_{zi} - \nu_i(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi})) \Delta z_i / E_i)$$

#### DATI DI INPUT:

B =	14.50	(m)	(Larghezza della Fondazione)
L =	20.00	(m)	(Lunghezza della Fondazione)
N =	30650	(kN)	(Carico Verticale Agente)
q =	105.69	(kN/mq)	(Pressione Agente (q = N/(B*L)))
ns =	1	(-)	(numero strati) (massimo 6)

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
		Progetto	Lotto	Codifica	
		IN17	11	EI2CLSL01A0001	B

Strato	Litologia	Spessore	da $z_i$	a $z_{i+1}$	$\Delta z_i$	E	$\nu$	$\delta_{ci}$
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(cm)
1	UG6	30.00	0.0	30.0	1.0	50000	0.30	<b>2.34</b>
-			0.0	0.0	1.0			-
-			0.0	0.0	1.0			-
-			0.0	0.0	1.0			-
-			0.0	0.0	1.0			-
-			0.0	0.0	1.0			-



$$\delta_{ctot} = 2.34 \text{ (cm)}$$

Il cedimento totale risulta essere pari a circa **2.3 cm**.

Di seguito si forniscono le tabelle di sintesi del calcolo effettuato.

z	$\Delta z_i$	Terreno	R1	R2	R3	$\Delta \sigma_{zi}$	$\Delta \sigma_{xi}$	$\Delta \sigma_{yi}$	E	$\nu$	$\delta_i$	$\Sigma \delta_i$
(m)	(m)	(-)	(-)	(-)	(-)	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(cm)	(cm)

0.00	1.0	1							50000	0.30		
1.00	1.0	1	10.01	7.27	12.36	100.03	92.36	90.59	50000	0.30	0.09	0.09
2.00	1.0	1	10.11	7.40	12.44	90.18	16.99	15.74	50000	0.30	0.16	0.25
3.00	1.0	1	10.31	7.67	12.60	83.11	12.11	10.27	50000	0.30	0.15	0.40
4.00	1.0	1	10.59	8.05	12.84	78.04	8.46	6.29	50000	0.30	0.15	0.55
5.00	1.0	1	10.97	8.53	13.15	73.81	5.78	3.51	50000	0.30	0.14	0.69
6.00	1.0	1	11.41	9.10	13.52	69.71	3.82	1.64	50000	0.30	0.14	0.83
7.00	1.0	1	11.93	9.74	13.96	65.51	2.40	0.40	50000	0.30	0.13	0.96
8.00	1.0	1	12.50	10.43	14.45	61.19	1.38	-0.39	50000	0.30	0.12	1.08
9.00	1.0	1	13.12	11.17	14.99	56.86	0.65	-0.88	50000	0.30	0.11	1.19
10.00	1.0	1	13.79	11.95	15.58	52.61	0.13	-1.17	50000	0.30	0.11	1.30
11.00	1.0	1	14.50	12.76	16.21	48.55	-0.23	-1.32	50000	0.30	0.10	1.40
12.00	1.0	1	15.24	13.59	16.88	44.72	-0.47	-1.39	50000	0.30	0.09	1.49
13.00	1.0	1	16.01	14.45	17.57	41.16	-0.63	-1.40	50000	0.30	0.08	1.57
14.00	1.0	1	16.80	15.32	18.30	37.88	-0.74	-1.38	50000	0.30	0.08	1.65
15.00	1.0	1	17.61	16.21	19.05	34.88	-0.80	-1.34	50000	0.30	0.07	1.72
16.00	1.0	1	18.45	17.11	19.82	32.14	-0.83	-1.28	50000	0.30	0.07	1.79
17.00	1.0	1	19.29	18.02	20.61	29.66	-0.84	-1.22	50000	0.30	0.06	1.85
18.00	1.0	1	20.16	18.94	21.42	27.40	-0.83	-1.16	50000	0.30	0.06	1.90
19.00	1.0	1	21.03	19.87	22.24	25.36	-0.82	-1.09	50000	0.30	0.05	1.95
20.00	1.0	1	21.91	20.80	23.08	23.51	-0.79	-1.03	50000	0.30	0.05	2.00
21.00	1.0	1	22.81	21.74	23.93	21.83	-0.77	-0.97	50000	0.30	0.04	2.05
22.00	1.0	1	23.71	22.69	24.80	20.31	-0.74	-0.91	50000	0.30	0.04	2.09
23.00	1.0	1	24.62	23.64	25.67	18.92	-0.71	-0.86	50000	0.30	0.04	2.13
24.00	1.0	1	25.54	24.59	26.55	17.66	-0.68	-0.81	50000	0.30	0.04	2.16
25.00	1.0	1	26.46	25.55	27.44	16.52	-0.65	-0.76	50000	0.30	0.03	2.20
26.00	1.0	1	27.39	26.51	28.33	15.47	-0.62	-0.72	50000	0.30	0.03	2.23
27.00	1.0	1	28.32	27.47	29.24	14.51	-0.59	-0.68	50000	0.30	0.03	2.26
28.00	1.0	1	29.26	28.44	30.15	13.64	-0.56	-0.64	50000	0.30	0.03	2.29
29.00	1.0	1	30.20	29.41	31.06	12.84	-0.54	-0.61	50000	0.30	0.03	2.31
30.00	1.0	1	31.15	30.38	31.98	12.10	-0.51	-0.57	50000	0.30	0.02	2.34

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLSL01A0001	B

### 11.3 VERIFICA A SOLLEVAMENTO

In accordo con quanto prescritto nella normativa di riferimento NTC2008-§6.2.3.2, si riporta di seguito la verifica di sollevamento dell'opera, in quanto interessata dalla presenza della sottospinta idraulica (Verifica nei confronti degli stati limite ultimi idraulici).

I coefficienti parziali sulle azioni, per le verifiche di stabilità al sollevamento, sono indicati nella Tabella 6.2.III della normativa NTC2008.



**Tabella 6.2.III – Coefficienti parziali sulle azioni per le verifiche nei confronti di stati limite di sollevamento.**

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	SOLLEVAMENTO (UPL)
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9
	Sfavorevole		1,1
Permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,0
	Sfavorevole		1,5
Variabili	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0
	Sfavorevole		1,5

(1) Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. i carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti, si potranno adottare gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.



Risulta quanto segue:

SOLLEVAMENTO (Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici)				
<b>Carico permanente strutturale G1</b>				
Peso soletta superiore			366.75	kN
Peso soletta fondazione			448.25	kN
Peso piedritti (x2)			252.00	kN
Peso piedritto centrale			0.00	kN
Coefficiente sicurezza			0.90	-
<b>Carico permanente non strutturale G2</b>				
Carico permanente TOT. Portato dalla soletta superiore			0.00	kN
Permanenti portati soletta inferiore			0.00	kN
Coefficiente sicurezza			0.80	-
Azione stabilizzante	PP	=	960.30	kN
<b>Azione dell'acqua</b>				
Quota Falda dalla quota di intradosso della fondazione			1.40	m
Larghezza totale del sottopasso			16.30	m
Sottospinta idraulica	SPW	=	228.20	kN

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLSL01A0001	B

Coefficiente sicurezza			1.1		
Fattore di sicurezza al sollevamento	FS	=	0.26	<	1
				Verificato	

La verifica al sollevamento dell'opera risulta soddisfatta.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 			
	Progetto IN17	Lotto 11	Codifica EI2CLSL01A0001	B

## 12 DICHIARAZIONE SECONDO NTC2008 (§ 10.2)

Nel presente paragrafo si procede al controllo dei risultati derivanti dal modello di calcolo verificando che il momento agente sulla soletta superiore in condizione SLE corrisponda al valore che si ottiene dal calcolo di una trave su 2 appoggi, considerando un vincolo di semi-incastro alle due estremità (in modo tale da meglio rappresentare il vincolo fra soletta superiore ed i piedritti della struttura).

Sollecitazioni soletta superiore		
Peso proprio	22.50	kN/m
Permanenti	14.40	kN/m
Accidentale	58.00	kN/m

L soletta	15.40	m
-----------	-------	---

MEd-	-2250.6	kNm
MEd+	1607.6	kNm

Sollecitazioni soletta superiore modello di calcolo		
MEd-	-2100	kNm
MEd+	1500	kNm