

## AUTOSTRADA (A14) : BOLOGNA-BARI-TARANTO

TRATTO: BOLOGNA BORGO PANIGALE - BOLOGNA SAN LAZZARO

POTENZIAMENTO IN SEDE DEL SISTEMA  
AUTOSTRADALE E TANGENZIALE DI BOLOGNA

"PASSANTE DI BOLOGNA"

### PROGETTO DEFINITIVO

VIABILITA' INTERFERITA

RIQUALIFICA VIALE EUROPA

SOTTOVIA V.LE EUROPA

RELAZIONE DI CALCOLO

IL PROGETTISTA SPECIALISTICO

Ing. Umberto Mele  
Ord. Ingg. Milano n.18641  
RESPONSABILE STRUTTURE


IL RESPONSABILE INTEGRAZIONE  
PRESTAZIONI SPECIALISTICHE

Ing. Raffaele Rinaldesi  
Ord. Ingg. Macerata N. A1068

IL DIRETTORE TECNICO

Ing. Andrea Tanzi  
Ord. Ingg. Parma N. 1154  
PROGETTAZIONE NUOVE OPERE AUTOSTRADALI

CODICE IDENTIFICATIVO										ORDINATORE				
RIFERIMENTO PROGETTO			RIFERIMENTO DIRETTORIO				RIFERIMENTO ELABORATO							
Codice Commessa	Lotto, Sub-Prog. Cod. Appalto	Fase	Capitolo	Paragrafo	W B S	Parte d'opera	Tip.	Disciplina	Progressivo	Rev.				
111465	0000	PD	IN	I10	SP005	00000	R	S	T	R	1500	-	0	SCALA

 gruppo Atlantia	PROJECT MANAGER:				SUPPORTO SPECIALISTICO:				REVISIONE	
	Ing. Raffaele Rinaldesi Ord. Ingg. Macerata N. A1068								n.	data
	REDATTO:				VERIFICATO:				0	SETTEMBRE 2020
									1	
									2	
								3		
								4		

	VISTO DEL COMMITTENTE  IL RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. Fabio Visintin	VISTO DEL CONCEDENTE  <b>Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti</b> DIPARTIMENTO PER LE INFRASTRUTTURE, GLI AFFARI GENERALI ED IL PERSONALE STRUTTURA DI VIGILANZA SULLE CONCESSIONARIE AUTOSTRADALI
--	-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

## Sommario

1.	INTRODUZIONE .....	4
1.1.	GENERALITÀ .....	4
1.1.1.	Contestualizzazione dell’opera.....	5
1.1.2.	Caratterizzazione geografica/sismica.....	8
1.2.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO.....	10
1.3.	MATERIALI IMPIEGATI.....	11
1.3.1.	Conglomerati cementizi .....	11
1.3.2.	Acciaio per cemento armato.....	12
1.3.3.	Copriferri .....	12
1.4.	SOFTWARE DI CALCOLO.....	13
1.5.	INQUADRAMENTO TEORICO .....	14
1.5.1.	Calcolo delle spinte statiche .....	14
1.5.2.	Calcolo delle spinte sismiche in caso di strutture deformabili (Teoria di Mononobe-Okabe) ..	15
1.5.3.	Calcolo delle spinte sismiche in caso di strutture rigide (Teoria di Wood).....	18
1.5.4.	Calcolo delle spinte idrodinamiche .....	19
1.5.5.	Calcolo delle forze d’inerzia.....	20
1.5.6.	Ipotesi alla base delle verifiche condotte.....	20
2.	ANALISI DEI CARICHI .....	22
2.1.	ELENCO DELLE CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI.....	22
2.1.1.	Pesi propri e permanenti ( $g_{1k}$ e $g_{2k}$ ) .....	22
2.1.2.	Contributi di spinta statica delle terre e della falda ( $g_{3k}$ ).....	24
2.1.3.	Azioni dei carichi da traffico ( $Q_k$ ) .....	26
2.1.4.	Forza di frenatura .....	32
2.1.5.	Forze d’inerzia .....	33
2.1.6.	Sovrappinta sismica.....	33
3.	ANALISI STRUTTURALE .....	35
3.1.	GENERALITÀ .....	35
3.2.	ANALISI STATICA .....	36
3.3.	ANALISI SISMICA.....	36
3.4.	COMBINAZIONI DI CARICO E RELATIVE VERIFICHE.....	37
3.4.1.	Combinazioni di carico .....	37
3.4.2.	Verifiche strutturali .....	38
3.5.	RISULTATI PRINCIPALI.....	44
3.5.1.	Azioni interne dovute al peso proprio .....	44
3.5.2.	Azioni interne dovute ai carichi permanenti (materiale di riempimento).....	45
3.5.3.	Azioni interne dovute ai carichi permanenti (terreno di ricoprimento) .....	47
3.5.4.	Azioni interne dovute alla spinta statica del terreno sulla parete di sinistra .....	48
3.5.5.	Azioni interne dovute all’inviluppo dei carichi da traffico di gruppo 1 .....	50

3.5.6.	Azioni interne dovute all'involuppo dei carichi da traffico di gruppo 2a .....	53
3.5.7.	Azioni interne dovute ai carichi accidentali posti sulla soletta inferiore .....	56
3.5.8.	Azioni interne dovute ai contributi inerziali .....	57
3.5.9.	Azioni interne dovute alle spinte sismiche delle terre .....	59
3.5.10.	Azioni interne per la combinazione SLU (STR) .....	60
3.5.11.	Azioni interne per la combinazione Sismica .....	63
3.5.12.	Azioni interne per la combinazione SLE Rara .....	66
3.5.13.	Azioni interne per la combinazione SLE Frequente .....	68
3.5.14.	Azioni interne per la combinazione SLE Quasi permanente .....	70
<b>4.</b>	<b>VERIFICHE STRUTTURALI .....</b>	<b>73</b>
4.1.	RIEPILOGO DELLE ARMATURE PREDISPOSTE .....	74
4.1.1.	Solettone inferiore .....	74
4.1.2.	Solettone superiore .....	75
4.1.3.	Ritti di elevazione .....	76
4.2.	VERIFICHE DI RESISTENZA AGLI S.L.U. (STR E SISMA) .....	77
4.2.1.	S.L.U. per tensioni normali .....	77
4.2.2.	S.L.U. per azioni taglianti .....	81
4.3.	VERIFICHE TENSIONALI AGLI S.L.E. ....	88
4.3.1.	Limitazione delle tensioni – S.L.E. Rara .....	88
4.3.2.	Limitazione delle tensioni – S.L.E. Quasi Permanente .....	90
4.3.3.	Verifiche di fessurazione – S.L.E. Frequente .....	92
4.3.4.	Verifiche di fessurazione – S.L.E. Quasi Permanente .....	96

# 1. Introduzione

## 1.1. Generalità

Il presente lavoro si colloca all'interno del progetto di potenziamento del sistema autostradale e tangenziale nel tratto di Bologna tra Borgo Panigale e San Lazzaro.

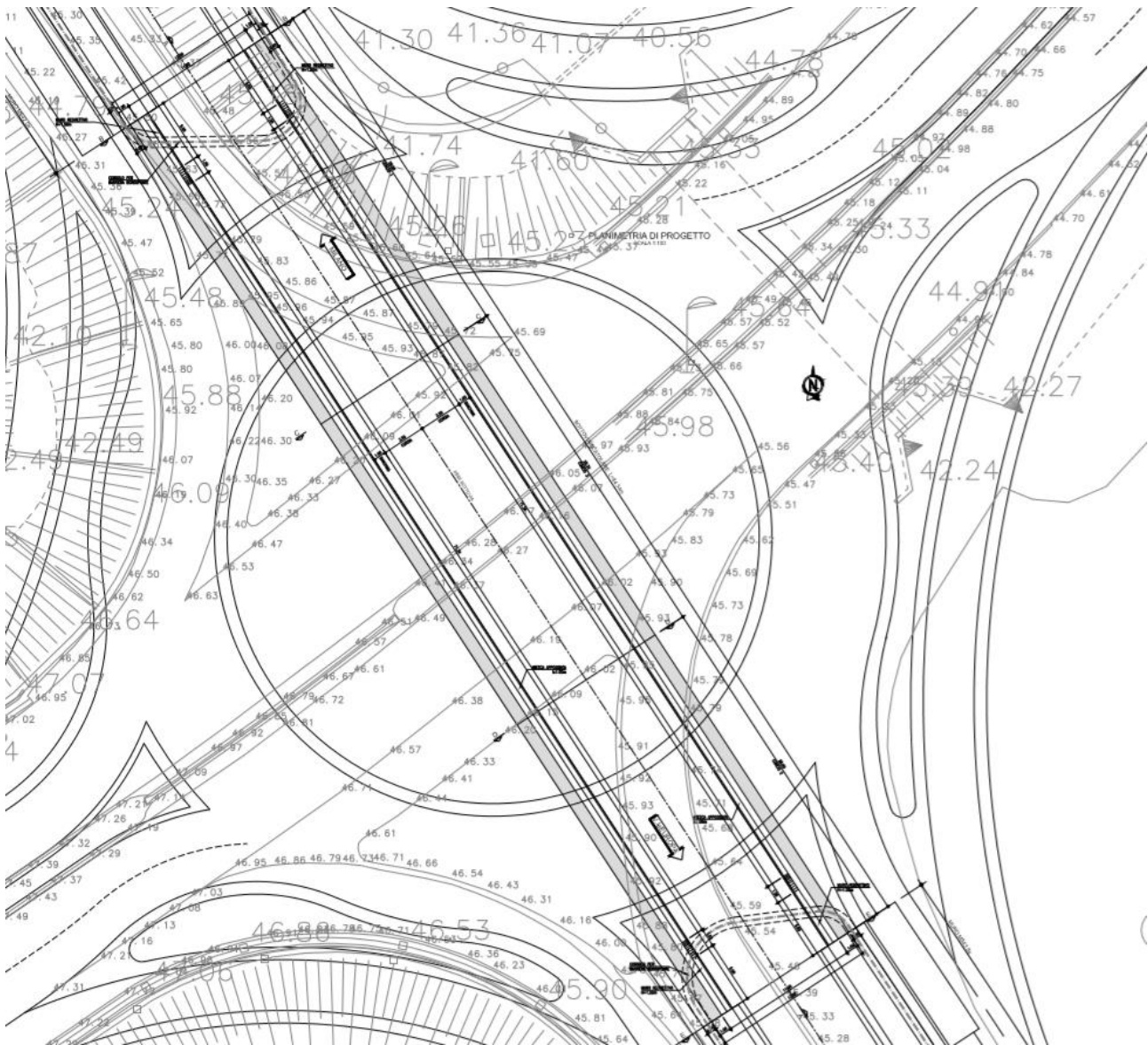


Figura 1 – Planimetria Generale



Al fine di riqualificare la viabilità di Viale Europa il Progetto Definitivo prevede la progettazione di uno scatolare unicellulare da realizzarsi per conci di 28m circa ciascuno (V. Figura 1). Tale opera consentirà il traffico dei mezzi che percorrono Viale Europa e si svilupperà al di sotto di una rotonda che smista le viabilità che giungono da Bologna e Granarolo.

Oggetto della presente relazione è, pertanto, la progettazione strutturale di tale scatolare gettato in opera e realizzato per fasi (V. Figura 2).

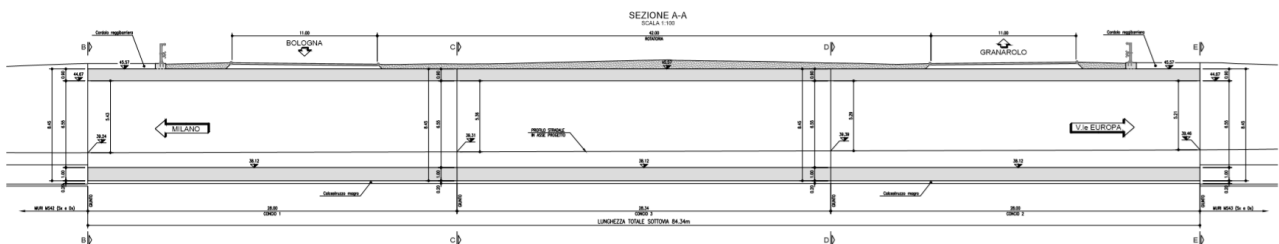


Figura 2 – Profilo longitudinale

### 1.1.1. Contestualizzazione dell'opera

L'opera è situata in corrispondenza del tratto autostradale A14 tra Borgo Panigale e San Lazzaro. Essa si trova in corrispondenza dello svincolo della tangenziale di Bologna e permette la viabilità dei mezzi che percorrono viale Europa.

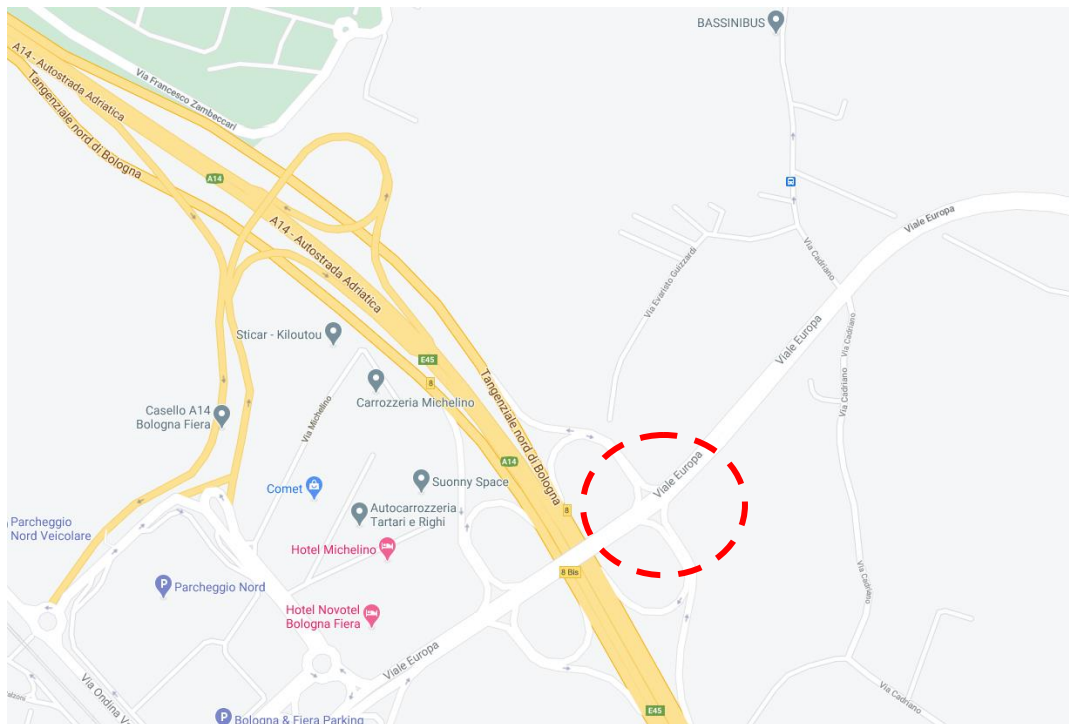


Figura 3 – Contestualizzazione dell'opera

La struttura è realizzata in cemento armato con sezione scatolare monocellulare monolitica gettata in opera. Le fondazioni sono delle platee che scaricano direttamente sul terreno.

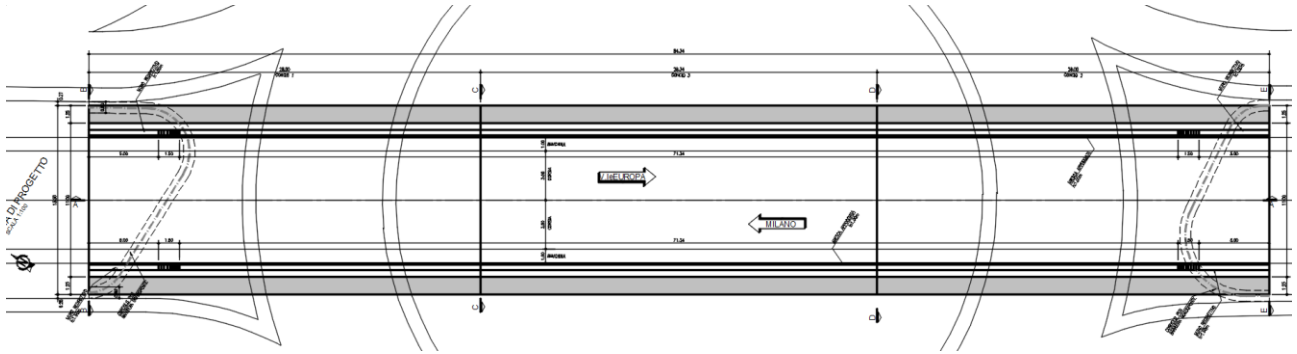


Figura 4 – Pianta dell'opera.

**SEZIONE B-B**  
SCALA 1:50

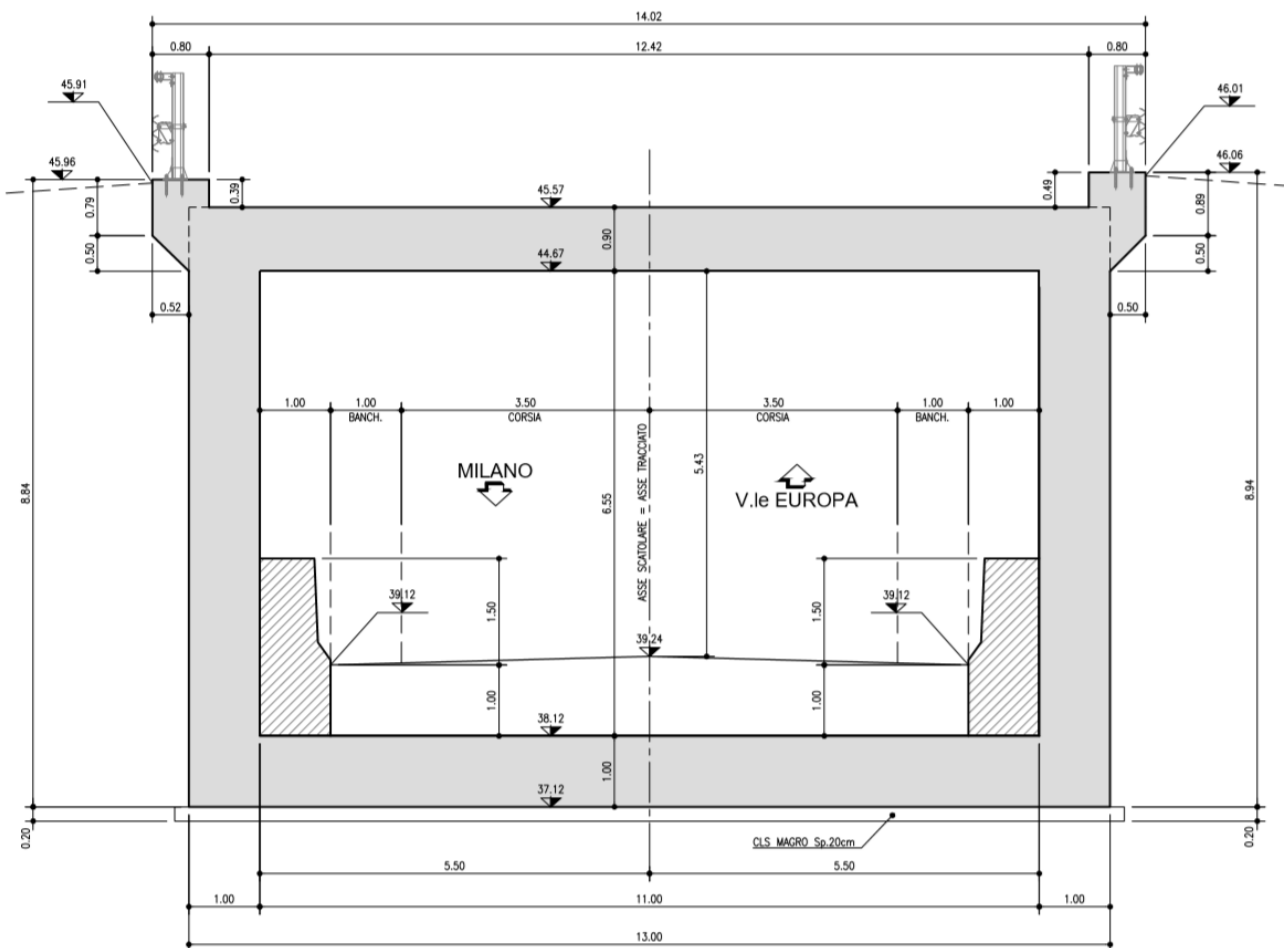


Figura 5 – Sezione tipo dell'opera in corrispondenza del tratto di transito.

**SEZIONE C-C**  
SCALA 1:50

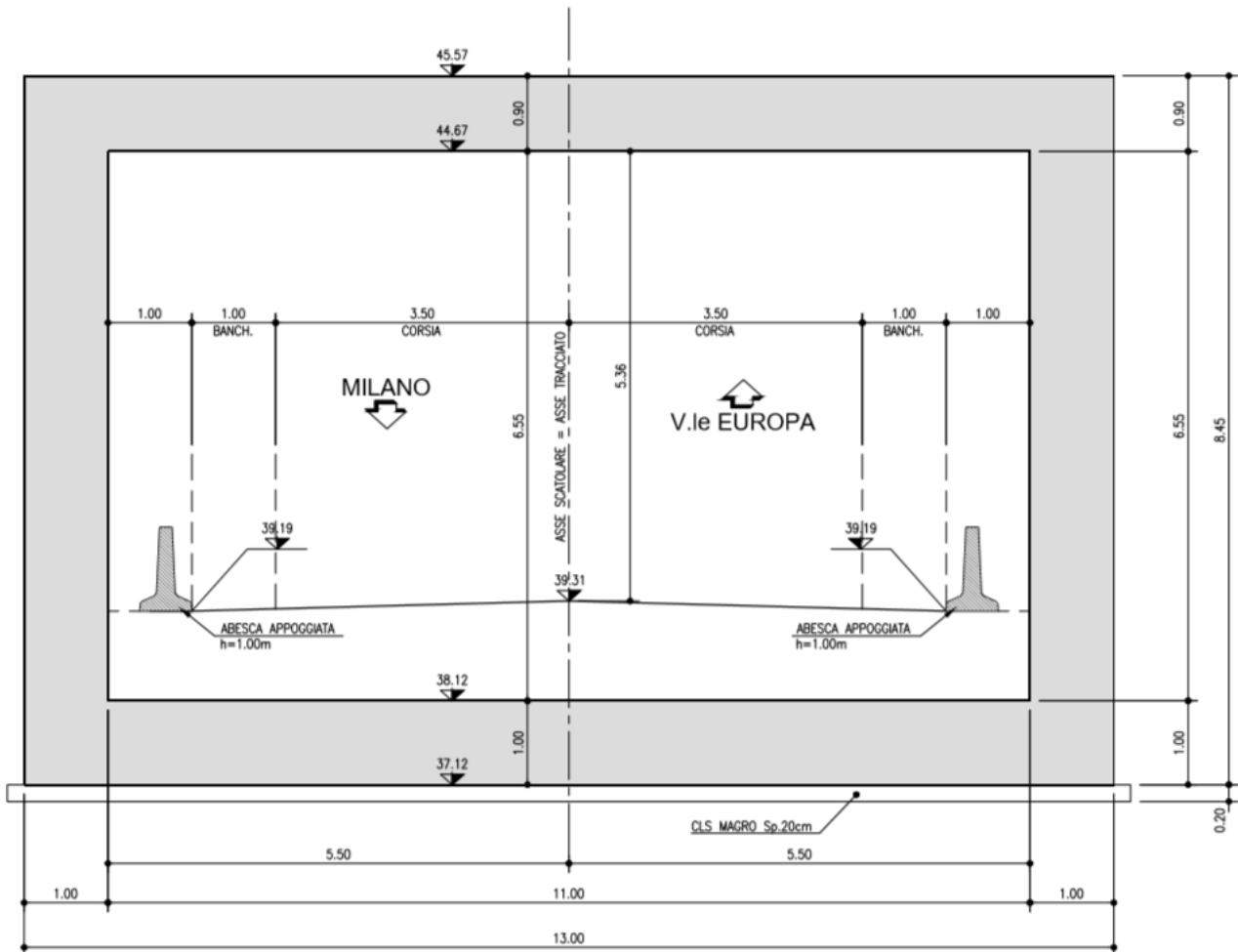
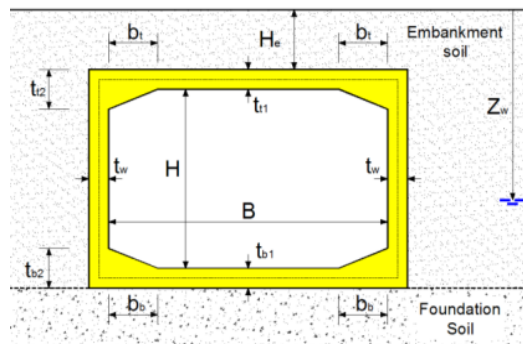


Figura 6 – Sezione tipo dell'opera in corrispondenza della rotonda.

Di seguito si riassumono le principali dimensioni geometriche dell'opera:

Lunghezza		84.34	[m]
Larghezza	$B$	11.00	[m]
Altezza	$H$	6.55	[m]
Spessore della soletta superiore	$t_1$	0.90	[m]
Ringrossi ai nodi superiori	$t_{12}$	0.90	[m]
Spessore della soletta inferiore	$t_{b1}$	1.00	[m]
Ringrossi ai nodi inferiori	$t_{b2}$	1.00	[m]
Spessore dei ritti	$t_w$	1.00	[m]
Altezza del terreno di ricoprimento	$H_e$	0.50	[m]
Profondità della falda	$Z_w$	-	[m]



L'analisi è implementata con elementi finiti di tipo beam e vede una porzione di struttura di lunghezza unitaria.

## 1.1.2. Caratterizzazione geografica/sismica

### 1.1.2.1. Parametri sismici

Con riferimento alla mappatura nazionale relativa al rischio sismico (NTC 2018) e in base alla posizione dell'opera e alla tipologia del terreno si ottiene quanto segue.

<b>Comune</b>	<b>Bologna</b>	
<b>Categoria di sottosuolo</b>	C	
<b>Categoria topografica</b>	T1	
<b>Vita nominale</b>	50	[anni]
<b>Classe d'uso</b>	IV	
<b>Cu</b>	2.0	

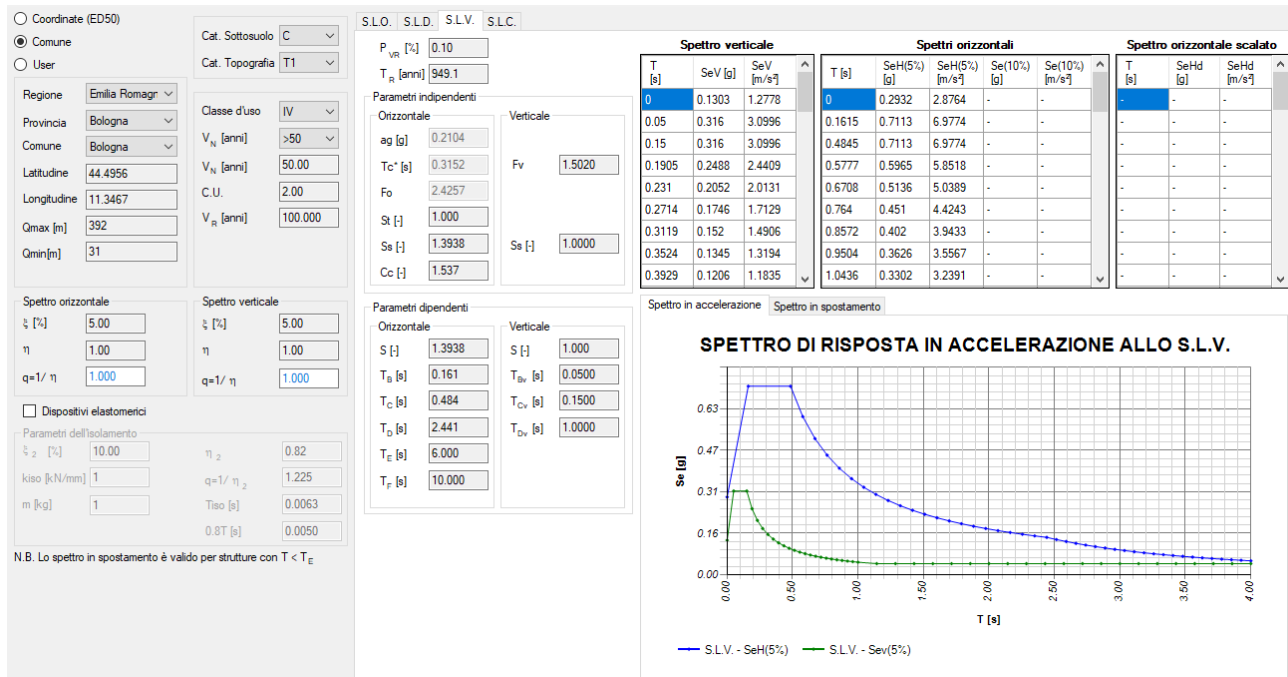


Figura 7 - Parametri dipendenti e indipendenti

## SPETTRO DI RISPOSTA IN ACCELERAZIONE ALLO S.L.V.

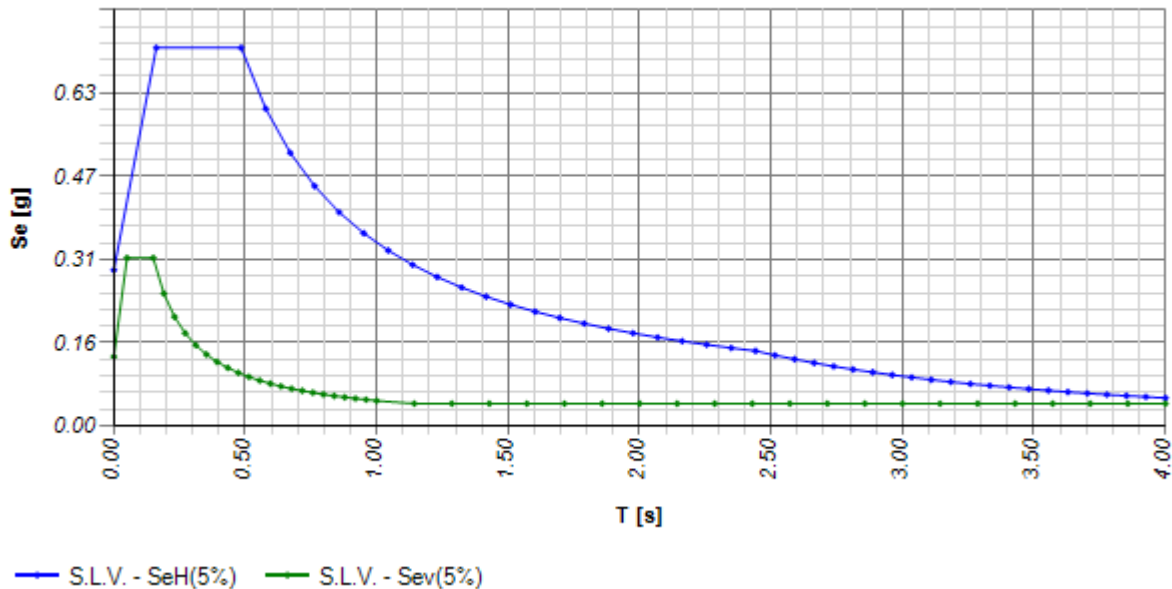


Figura 8 - Spettro di risposta orizzontale per lo stato limite SLV

Pertanto l'accelerazione massima risulta:

$$a_{\max} = 0.293 \text{ [g]}$$

### 1.1.2.2. Parametri del terreno

In base alle indagini effettuate, sono state desunte le seguenti caratteristiche del terreno:

<b>Peso specifico del terreno</b>	$\gamma_{\text{terr}} =$	<b>20</b>	<b>[kN/m<sup>3</sup>]</b>
<b>Peso efficace del terreno</b>	$\gamma'_{\text{terr}} =$	10	[kN/m <sup>3</sup> ]
<b>Angolo di attrito (M1)</b>	$\phi =$	35.0	[°]
<b>Angolo di attrito (M2)</b>	$\phi =$	29.3	[°]
<b>Coesione del terreno</b>	$c =$	0	
<b>Permeabilità del terreno di riempimento</b>		Alta	
<b>Profondità della falda</b>		0.000	[m]

Ai fini della modellazione dello scatolare è stata assunta la seguente costante di Winkler:

<b>Costante elastica di Winkler verticale</b>	$k_{w,v} =$	<b>36 000</b>	<b>[kN/m/m<sup>2</sup>]</b>
<b>Costante elastica di Winkler orizzontale</b>	$k_{w,h} =$	180 000	[kN/m/m <sup>2</sup> ]

Si precisa che la definizione di questi parametri non influisce sulla determinazione/distribuzione delle caratteristiche della sollecitazione interna.

Per ulteriori dettagli si rimanda alla relazione geotecnica.



## 1.2. Normative di riferimento

Le analisi strutturali e le relative verifiche vengono eseguite secondo il metodo semi-probabilistico agli Stati Limite, in accordo alle disposizioni normative previste dalla vigente Normativa italiana (NTC-18) e da quella europea (Eurocodici, EN). In particolare, al fine di conseguire un approccio il più unitario possibile relativamente alle prescrizioni ed alle metodologie/criteri di verifica, si è fatto diretto riferimento alle varie parti degli Eurocodici, unitamente ai relativi *National Application Documents* (NAD's), verificando puntualmente l'armonizzazione del livello di sicurezza conseguito con quello richiesto dalla vigente Normativa nazionale.

In dettaglio, si fa riferimento ai seguenti documenti normativi:

- D.M. 17 gennaio 2018: “*Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni*” (indicate nel prosieguo "NTC-18")
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7: “*Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018*”
- UNI EN 1990: Basi della progettazione strutturale
- UNI EN 1991-2: Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti
- UNI EN 1992-1-1: Progettazione delle strutture di calcestruzzo - regole generali e regole per gli edifici
- UNI EN 1992-2: Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Ponti di calcestruzzo
- UNI EN 1997-1: Progettazione geotecnica – Regole generali
- UNI EN 1998-1: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- UNI EN 1998-2: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti
- UNI EN 1998-5: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

### 1.3. Materiali impiegati

Tutti i materiali previsti per la realizzazione dell'opera devono essere conformi a quanto espressamente indicato dalle *Norme tecniche per le Costruzioni*, emesse con Decreto Ministeriale del 14 gennaio 2008. Nei paragrafi che seguono si elencano le principali caratteristiche fisico-meccaniche richieste ai suddetti materiali.

#### 1.3.1. Conglomerati cementizi

I conglomerati cementizi da porre in opera avranno le seguenti classi di resistenza:

Opere non armate (Magro di fondazione)	C12/15 (Rck $\geq$ 15 MPa)
Solettone inferiore	C32/40 (Rck $\geq$ 40 MPa)
Elevazioni	C32/40 (Rck $\geq$ 40 MPa)
Solettone superiore	C32/40 (Rck $\geq$ 40 MPa)
Cordoli	C32/40 (Rck $\geq$ 40 MPa)

#### Per verifiche

Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c =$	1.50	[-]
Tensione caratteristica di compressione	$f_{ck} =$	32	[MPa]
Tensione caratteristica di rottura	$f_{ct,eff} =$	2.90	[MPa]
Modulo elastico o di Young	$E_c =$	32 837	[MPa]

Nella tabella seguente sono riportate, per ogni singola classe di esposizione ambientale (UNI EN 206-1 2001), le prescrizioni per il calcestruzzo che ne garantiscono la durabilità.

ELEMENTO STRUTTURALE	CLASSI DI ESPOSIZIONE (UNI – EN 206-1)	DESCRIZIONE CONDIZIONI AMBIENTALI	SITUAZIONI POSSIBILI PER L'APPLICAZIONE DELLA CLASSE
Calcestruzzo per opere non armate (magri)	X0	-	-
Calcestruzzo per elevazioni, soletta inferiore/superiore e cordoli	XF2	Elevata saturazione d'acqua in presenza di agente antigelo oppure acqua di mare	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai sali disgelanti in modo diretto o indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare

### 1.3.2. Acciaio per cemento armato

Tutte le armature metalliche delle opere in cemento armato saranno realizzate in acciaio ordinario **B450C**, le cui caratteristiche chimico-meccaniche, nonché tutte le prove di accettazione, devono essere conformi alle pertinenti prescrizioni riportate nel DM 2018 per le costruzioni. Di seguito si elencano le principali caratteristiche meccaniche del materiale:

**Per verifiche agli S.L.U.**

<i>Coefficiente di sicurezza</i>	$\gamma_s =$	1.15	[-]
<i>Tensione caratteristica di snervamento</i>	$f_{yk} =$	450	[MPa]
<i>Tensione caratteristica di rottura</i>	$f_{tk} =$	540	[MPa]
<i>Tensione limite di progetto</i>	$f_{yd} =$	391	[MPa]
<i>Modulo elastico o di Young</i>	$E_s =$	210 000	[MPa]

**NOTA.** Le armature da porre in opera non dovranno presentare tracce di ossidazione, corrosione e di qualsiasi altra sostanza che possa ridurne l'aderenza al conglomerato; dovranno inoltre presentare sezione integra e priva di qualsiasi difetto.

### 1.3.3. Copriferrì

Di seguito si indicano i copriferrì assunti per gli elementi strutturali dello scatolare:

		<b>C<sub>netto</sub></b>	
Per fondazioni:	superfici casserate	40	[mm]
	superfici a contatto con magro di fondazione	40	[mm]
	superfici gettate controterra	40	[mm]
Per elevazioni:		35	[mm]
Per la soletta inferiore:		40	[mm]
Per la soletta superiore:		35	[mm]



**Autostrada A14 – Bologna – Bari - Taranto**  
**Tratto Bologna Borgo Panigale – Bologna San Lazzaro**  
*Potenziamento in sede del sistema autostradale e tangenziale di Bologna*  
*Progetto Definitivo - "Passante di Bologna"*  
*Riqualfica Viale Europa – Sottovia V.le Europa*  
RELAZIONE DI CALCOLO

## 1.4. Software di calcolo

Per eseguire i calcoli riportati nel prosieguo della presente relazione sono stati impiegati i seguenti software. L'analisi della struttura nelle varie fasi è condotta applicando il metodo degli elementi finiti; a tale fine, si adotta il pacchetto software denominato "LUSAS – rel. 15.2", fornito da F.E.A. Ltd (U.K.) su piattaforma Windows XP Professional; il pacchetto software comprende pre-post processore grafico interattivo destinato all'input della geometria di base ed all'interpretazione dei risultati di output, ed un risolutore ad elementi finiti in campo lineare. Lo stesso solutore è impiegato per le analisi effettuate con riferimento allo studio della fase sismica.

**LUSAS** Copyright 2016 Finite Element Analysis Ltd.  
for 32-bit Windows XP, Vista, 7, 8, 8.1, 10

Section	Details
LUSAS	66, High Street Kingston Upon Thames Surrey, KT1 1HN, UK www.lusas.com
Sales	Tel: +44 (0)20 8541 1999 Fax: +44 (0)20 8549 9399 email: info@lusas.com
Support	Tel: +44 (0)20 8549 9229 Fax: +44 (0)20 8549 9399 email: support@lusas.com

Kit version: 15.2-3c2      Install date: 14/11/2019

Installed components

File Name	Version	Description
<b>Core Components</b>		
Modeller	15.2.1650.24121	LUSAS Modeller Application
Solver	15.2.1649.24015	LUSAS Solver Application
Scripts	15.2.1650.24121	

La verifica delle membrature viene effettuata mediante apposite routines sviluppate sul medesimo ambiente. Per l'elaborazione dei dati di input/output in generale e la creazione di tabelle riepilogative, si adottano procedure opportunamente implementate in fogli elettronici **Microsoft® Office Excel 2007**.

## 1.5. Inquadramento teorico

### 1.5.1. Calcolo delle spinte statiche

Le spinte statiche del terreno vengono valutate come pressioni crescenti linearmente con la profondità. La risultante delle pressioni orizzontali statiche, nell'ipotesi di assenza di falda, viene calcolata secondo la seguente relazione:

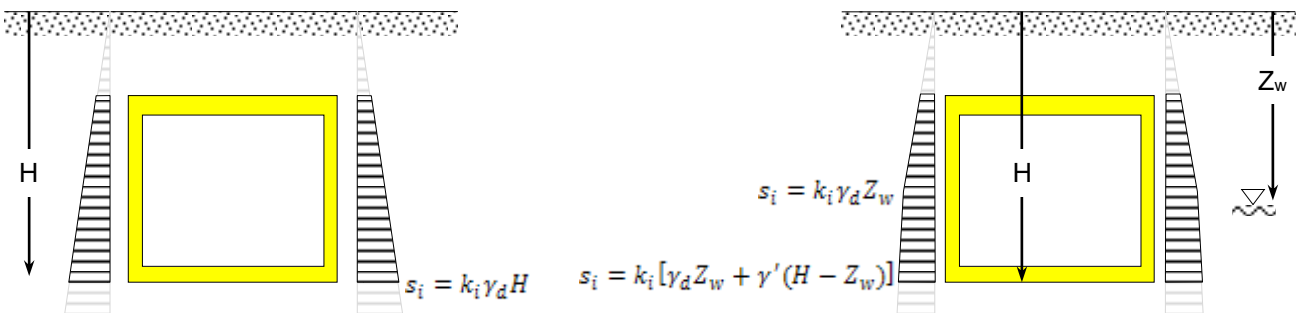
- in caso di regime di spinta a riposo:

$$S_0 = \frac{1}{2} \gamma_d \cdot H^2 \cdot K_0$$

- in caso di regime di spinta attiva:

$$S_a = \frac{1}{2} \gamma_d \cdot H^2 \cdot K_a$$

Nell'immagine seguente viene indicata la pressione statica del terreno alla profondità H in assenza o in presenza di falda. A seconda del coefficiente di spinta  $k_i$  utilizzato è possibile procedere al calcolo delle pressioni statiche a riposo o attive. Esse vengono applicate nel modello secondo una configurazione di carico simmetrica che le vede agire su entrambe le pareti dello scatolare. In caso di presenza della falda la pressione statica orizzontale del terreno verrà calcolata considerando il peso specifico efficace del suolo  $\gamma'$  dato dalla differenza fra quello del terreno secco  $\gamma_d$  e quello dell'acqua  $\gamma_w$ .



*Distribuzione delle pressioni statiche orizzontali del terreno in presenza o meno di falda.*

Nel caso in cui sia presente la falda ad una profondità tale da interessare lo scatolare, verranno calcolate anche le pressioni orizzontali derivanti dalla presenza dell'acqua ad una profondità di  $Z_w$  dal piano campagna.

La distribuzione di tali pressioni è calcolata secondo la seguente relazione:

$$s_w = \gamma_w \cdot (H - Z_w)$$

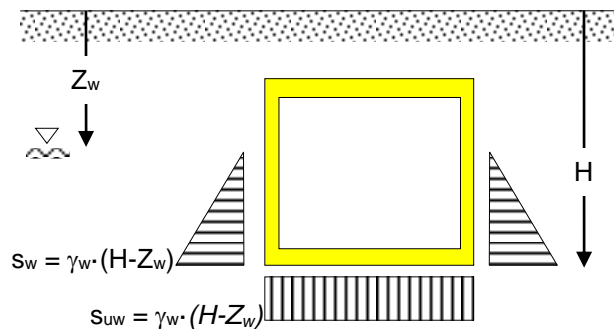
Nell'ipotesi in cui la falda sia posta ad una profondità significativa per lo scatolare, vengono calcolate anche le sottospinte indotte dalla stessa sulla soletta inferiore della struttura.



Tale pressione, assunta uniformemente distribuita su tutta la soletta inferiore, viene calcolata secondo la seguente relazione:

$$s_{uw} = \gamma_w \cdot (H - Z_w)$$

Nell'immagine seguente viene indicata la pressione idrostatica e la sottospinta idraulica indotta dalla falda posta ad una profondità  $Z_w$  dal piano campagna.



*Distribuzione delle pressioni statiche orizzontali e verticali indotte dalla falda.*

### 1.5.2. Calcolo delle spinte sismiche in caso di strutture deformabili (Teoria di Mononobe-Okabe)

Nel caso si ipotizzi che l'opera si deformi sufficientemente per produrre condizioni di equilibrio limite, ovvero per consentire la formazione di un meccanismo di rottura individuato da una o più superficie di scorrimento lungo le quali siano raggiunte condizioni di plasticizzazione del materiale, le spinte sismiche vengono calcolate secondo la teoria di Mononobe-Okabe.

Questo metodo consente di calcolare la spinta complessiva su di una parete infissa per una profondità pari a  $H$ . Tale spinta è data da un'espressione del tipo:

$$Ed = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K_{a,E} \cdot H^2$$

e rappresenta la spinta attiva dovuta allo scheletro solido. Essa comprende sia il contributo statico, sia la sovraspinta dinamica e viene applicata nel modello da un solo lato dello scatolare.

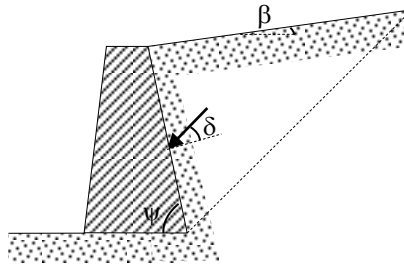
La risultante della sovraspinta sismica è assunta agente attraverso una distribuzione di pressioni variabile linearmente lungo l'altezza dello scatolare.

I coefficienti di spinta dinamica attiva sono dati dalle seguenti espressioni:

$$\beta \leq \phi - \delta: \quad K_{a,E} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \delta \sin(\psi - \theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$$\beta > \phi - \theta: \quad K_{A,E} = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta)}$$

in cui il significato degli angoli  $\delta$ ,  $\psi$  e  $\beta$  è espresso dalla figura seguente:



A seconda della definizione del peso specifico  $\gamma^*$  del cuneo e dell'angolo  $\theta$  definito come l'angolo, rispetto alla verticale, fra le azioni esterne orizzontali e quelle verticali agenti sul cuneo di spinta di volume  $V$ , l'espressione generale può essere utilizzata per le tre diverse condizioni, di seguito descritte, in cui può trovarsi il rilevato.

### 1.5.2.1. Caso 1 – Terreno asciutto

In questa situazione non c'è alcuna azione dovuta all'acqua e il peso specifico  $\gamma^*$  deve essere assunto pari al peso specifico del terreno secco  $\gamma_d$ . La forza orizzontale  $F_h$  è pari alla massa del terreno moltiplicata per l'accelerazione orizzontale massima, mentre la forza verticale  $F_v$  è il peso del cuneo incrementato o decrementato dell'accelerazione sismica verticale, quindi:

$$\gamma^* = \gamma_d$$

$$\tan \theta = \frac{F_h}{F_v} = \frac{k_h \cdot V \cdot \gamma_d}{(1 \pm k_v) \cdot V \cdot \gamma_d} = \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

### 1.5.2.2. Caso 2 – Terreno saturo

In questa situazione si assume che l'acqua, imprigionata negli interstizi, si muova insieme con il terreno: l'accelerazione sismica agirà sulla massa complessiva (terreno e acqua) del cuneo, pari a  $V \cdot \gamma_{sat}$ . Si assume che le pressioni interstiziali non subiscano variazioni ai fini del calcolo delle azioni sulle pareti. In questo caso l'equilibrio limite del cuneo è imposto al netto della risultante delle azioni idrostatiche e quindi nelle formule generali si assumerà:

- Terreno dinamicamente impermeabile

$$\gamma^* = \gamma_{sat}$$

$$\tan \theta = \frac{F_h}{F_v} = \frac{k_h \cdot V \cdot \gamma_{sat}}{(1 \pm k_v) \cdot V \cdot \gamma} = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

- Terreno dinamicamente permeabile

$$\gamma^* = \gamma_d$$

$$\tan \theta = \frac{F_h}{F_v} = \frac{k_h \cdot V \cdot \gamma_d}{(1 \pm k_v) \cdot V \cdot \gamma} = \frac{\gamma_d}{\gamma} \frac{k_h}{1 \pm k_v}$$

In questo caso alla spinta efficace del terreno dovrà essere aggiunta la spinta idrostatica dell'acqua e, nell'ipotesi di un terreno ad elevata permeabilità, la spinta idrodinamica dell'acqua.

### 1.5.2.3. Caso 3 – Terreno parzialmente immerso

Con riferimento alla formulazione di Matsuzawa et al. (1985) adottata dall'EC8, nell'equilibrio complessivo di un cuneo individuato da una linea di scivolamento inclinata di un angolo  $\alpha$  rispetto all'orizzontale si considera il peso efficace del cuneo dato da:

$$F_v(\alpha) = (1 \pm k_v) \left[ \gamma_d \cdot \left( \frac{h^2}{2} - \frac{h_w^2}{2} \right) + \gamma \left( \frac{h_w^2}{2} \right) \right] \cdot \cot \alpha$$

- Terreno dinamicamente permeabile

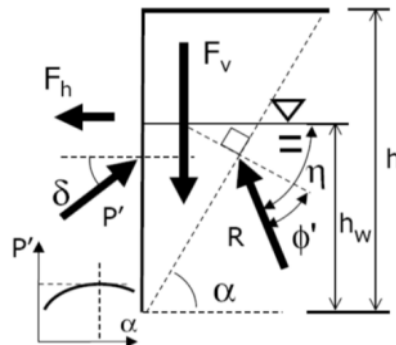
$$F_h(\alpha) = k_h \cdot \gamma_d \cdot \left( \frac{h^2}{2} \right) \cdot \cot \alpha$$

e a questa forza dovranno essere aggiunte la spinta idrostatica nonché l'azione idrodinamica.

- Terreno dinamicamente impermeabile

$$F_h(\alpha) = k_h \cdot \left[ \gamma_d \cdot \left( \frac{h^2}{2} - \frac{h_w^2}{2} \right) + \gamma_{sat} \left( \frac{h_w^2}{2} \right) \right] \cdot \cot \alpha$$

e a questa forza dovrà essere aggiunta la sola spinta idrostatica.



Calcolo della spinta attiva sismica di un rilevato parzialmente in falda (tratto dal manuale sismico di Paratie)

Introducendo l'angolo  $\eta = \frac{\pi}{2} - \alpha + \phi = \eta(\alpha)$  è possibile determinare, con una procedura iterativa, la componente efficace della spinta che risulta data dalla seguente espressione:

$$P(\alpha) = \frac{F_v(\alpha) \cdot \cos \eta + F_h(\alpha) \cdot \sin \eta}{\sin(\delta + \eta)}$$

Si dimostra che la risultante complessiva efficace è valutabile, con ottima approssimazione, tramite la seguente espressione:

$$P = (1 \pm k_v) \cdot \frac{1}{2} \cdot \left[ K_{A,E}^d \cdot \gamma_d \cdot (h^2 - h_w^2) + K_{A,E}^w \cdot \gamma \cdot (h_w^2) \right]$$

dove  $K_{A,E}^d$  e  $K_{A,E}^w$  sono i coefficienti di spinta dati dal metodo di Mononobe-Okabe generalizzato, rispettivamente per il caso di terreno secco o sommerso. Tale espressione è generalmente a favore di sicurezza e l'errore è piccolo per valori di accelerazioni sismiche usuali. Per sismi di forte intensità su terreni con proprietà meccaniche scadenti tale espressione si discosta dai valori forniti con il metodo del trial wedge anche perché quest'ultimo non è più in grado di determinare una soluzione.

### 1.5.3. Calcolo delle spinte sismiche in caso di strutture rigide (Teoria di Wood)

Il metodo di Wood fornisce la sovraspinta sismica del terreno su una parete interrata soggetta a deformazioni molto contenute, tali da poter assumere che il terreno si trovi in fase elastica sia in condizioni statiche, sia durante il sisma.

La sovraspinta sismica da assumere è data dall'espressione:

$$\Delta P = \frac{a_g}{g} \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2$$

in cui  $\gamma$  rappresenta il peso specifico del terreno .

Tale spinta non dipende dalle proprietà di resistenza del terreno, rimanendo elastico anche in condizioni sismiche, e viene applicata come pressione uniforme sulla parete dello scatolare. Tale formula vale per terreni omogenei in assenza di falda e per manufatti di altezza contenuta. In caso di strutture molto profonde è opportuno condurre valutazioni basate su metodi più rigorosi.

Nel caso il manufatto sia parzialmente in falda e il terreno sia dinamicamente permeabile, l'acqua si comporta indipendentemente dallo scheletro solido. Dovranno pertanto essere calcolate la spinta idrostatica, la sovraspinta sismica assumendo il peso specifico efficace del terreno e la spinta idrodinamica.

Nel caso di terreno dinamicamente impermeabile la sovraspinta di Wood dovrà essere calcolata considerando il peso specifico del terreno definito dall'espressione:

$$\bar{\gamma} = \frac{\gamma_d \cdot H_1 + \gamma_{sat} \cdot H_2}{H}$$

in cui  $H_1$  e  $H_2$  rappresentano gli spessori del terreno rispettivamente secco e sommerso.

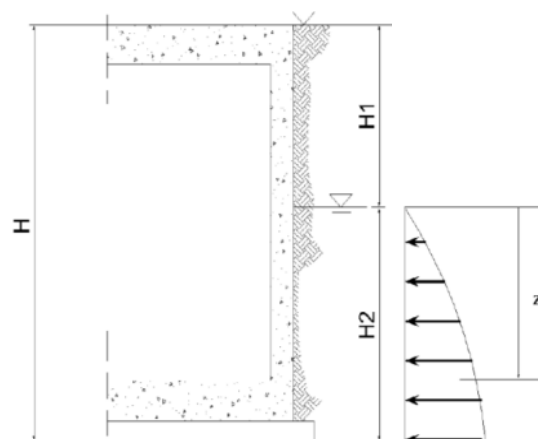
Tale spinta viene applicata nel modello da un solo lato dello scatolare.

#### 1.5.4. Calcolo delle spinte idrodinamiche

Il contributo di tali spinte è da considerare nella sola combinazione sismica, in presenza di una falda significativa per lo scatolare e di un terreno di riempimento che sia dinamicamente permeabile.

In questo caso la distribuzione delle pressioni è definita dalla seguente espressione:

$$q_{wd}(z) = \frac{7}{8} \cdot k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{H_2 \cdot z}$$



Andamento delle pressioni idrodinamiche indotte dalla falda presente in un terreno dinamicamente permeabile.



### 1.5.5. Calcolo delle forze d'inerzia

Il contributo delle forze inerziali viene calcolato con riferimento alla struttura in calcestruzzo armato, al terreno di ricoprimento presente sulla soletta superiore e all'eventuale materiale di riempimento disposto sulla soletta inferiore.

In particolare il primo di questi contributi viene definito per mezzo di un'opportuna accelerazione applicata alla struttura in calcestruzzo armato caratterizzata dalla densità  $\gamma_{cls}$ .

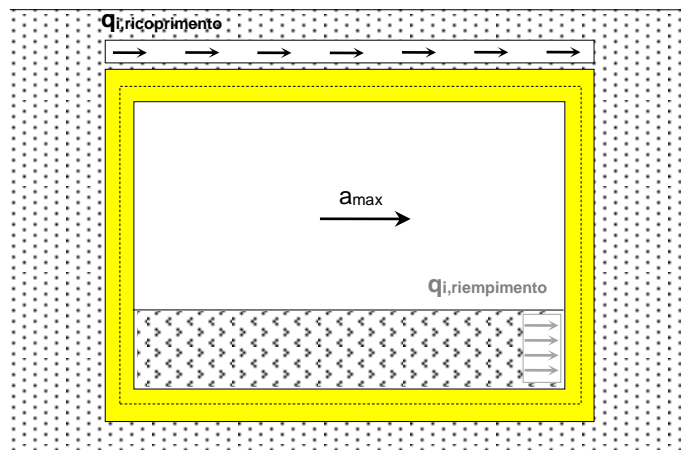
Tale accelerazione viene definita in base ai parametri sismici che caratterizzano il sito, ovvero:

$$a_{max} = g \cdot a_g \cdot S$$

Le forze inerziali relative al terreno di ricoprimento vengono calcolate moltiplicando la massa del terreno di ricoprimento per l'accelerazione definita sopra e distribuendo uniformemente tale risultante sull'intera soletta superiore.

$$q_{i,ricopr} = H_{ricopr} \cdot \gamma^* \cdot a_{max}$$

A rigore dovrebbero essere modellate anche le forze di inerzia relative al materiale di riempimento eventualmente presente nello scatolare. Tuttavia tali pressioni risultano trascurabili se confrontati degli altri contributi presenti agli stati limite ultimi per sisma e non verranno pertanto considerate ai fini del calcolo.



*Modellazione dei contributi inerziali del terreno di ricoprimento come pressione uniformemente distribuita sulla soletta superiore.*

### 1.5.6. Ipotesi alla base delle verifiche condotte

La verifica delle sezioni in c.a. viene effettuata attraverso una routine sviluppata all'interno del software ad elementi finiti. Tale programma consente di effettuare il calcolo di verifica di sezioni di forma rettangolare agli stati limite ultimi e di esercizio in accordo con le NTC'08 e la nuova versione dell'Eurocodice 2 (UNI EN 1992-1-1).

Il calcolo del momento resistente avviene considerando i seguenti legami costitutivi del calcestruzzo e dell'acciaio:



*Legame costitutivo parabola-rettangolo per il calcestruzzo e legame costitutivo elastico-perfettamente plastico per l'acciaio.*

La procedura seguita è di tipo iterativo e consiste dapprima nella determinazione della posizione dell'asse neutro rispetto al bordo compresso e nel successivo calcolo del momento resistente di progetto  $M_{Rd}$ .

Per le verifiche tensionali si procede alla definizione dello stato tensionale lato calcestruzzo e lato acciaio nel rispetto delle seguenti ipotesi di calcolo:

- conservazione delle sezioni piane durante la flessione
- comportamento elastico (validità della legge di Hooke)
- perfetta aderenza fra acciaio e calcestruzzo
- si considera il calcestruzzo teso fessurato sin dall'inizio

Le tensioni massime e minime del calcestruzzo e dell'acciaio sono ricavate dopo aver calcolato la posizione dell'asse neutro e i momenti statici della sezione di calcestruzzo reagente e delle barre di armature d'acciaio ordinario.

## 2. Analisi dei carichi

### 2.1. Elenco delle condizioni di carico elementari

Sono stati considerati i seguenti contributi di carico:

- $g_{1k}$**  peso proprio delle strutture
- $g_{2k}$**  eventuale carico permanente disposto sulla soletta inferiore.
- $g_{3k}$**  carico permanente dovuto al terreno di ricoprimento e al pacchetto stradale gravanti sulla soletta superiore, spinte statiche del terreno agenti sui ritzi della struttura e eventuale spinta idrostatica agente in presenza di falda.
- $Q_{bk}$**  carico da frenatura diffuso fino alla profondità del piano medio della soletta superiore dello scatolare e distribuito uniformemente sulla stessa (ove significativo).
- $Q_k$**  carico da traffico di tipo UDL e TS supposti viaggianti sul piano campagna e opportunamente diffusi fino alla profondità effettiva della soletta superiore dello scatolare.
- $Q_k^*$**  carico da traffico di tipo UDL e TS supposti viaggianti sul terreno a tergo dello scatolare.
- $Q_k^{**}$**  sovraccarico accidentale agente sulla soletta inferiore dello scatolare.
- $E_k$**  azioni sismiche comprensive delle spinte delle terre, delle inerzie della struttura, del terreno di ricoprimento e della componente idrodinamica, nel solo caso in cui si consideri il terreno di riempimento ad elevata permeabilità.

#### 2.1.1. Pesi propri e permanenti ( $g_{1k}$ e $g_{2k}$ )

I carichi permanenti sono costituiti dai pesi propri delle strutture portanti e delle sovrastrutture.

Essi sono valutati moltiplicando il volume calcolato geometricamente per i pesi specifici dei materiali.

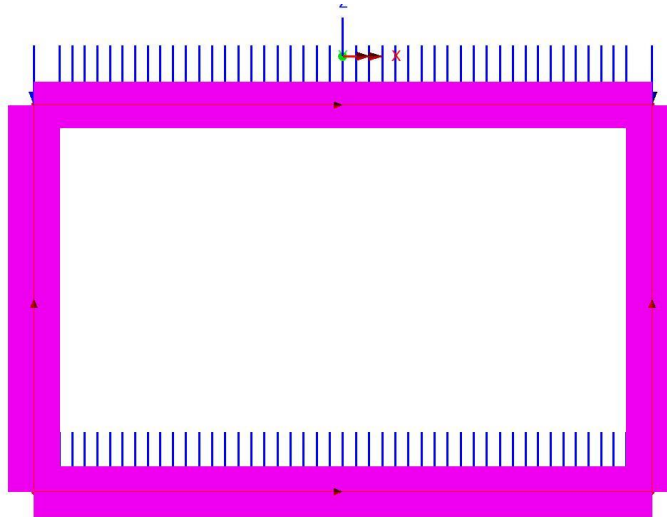
##### Pesi propri e permanenti

Peso specifico del calcestruzzo	$\gamma_c$	=	2 500	[kg/m <sup>3</sup> ]
Peso specifico del terreno di ricoprimento <sup>1</sup> (disposto sulla soletta superiore)	$\gamma_{ter}$	=	20 000	[kg/m <sup>3</sup> ]
Carico del materiale di riempimento (disposto sulla soletta inferiore)	$\rho_{riemp}$	=	30	[kN/m <sup>2</sup> ]

<sup>1</sup> Tale peso considera anche l'eventuale pacchetto stradale presente.

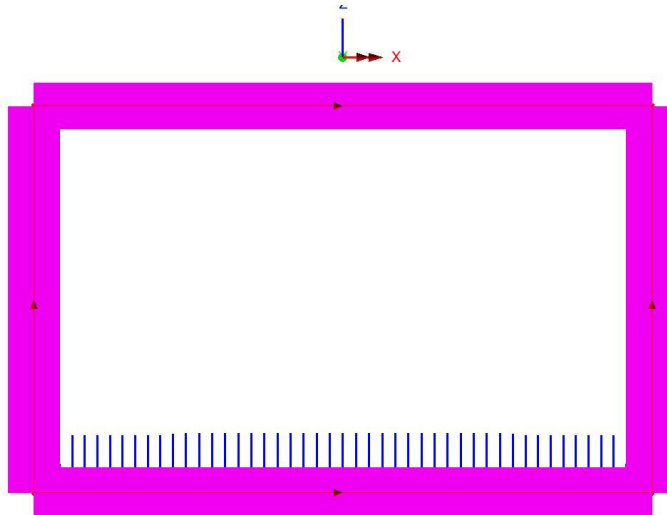
Il peso degli elementi in calcestruzzo viene calcolato automaticamente dal programma di calcolo a partire dalle dimensioni delle varie sezioni impiegate e con riferimento al peso specifico del calcestruzzo; il peso del terreno di ricoprimento viene applicato sulla soletta superiore come carico uniformemente distribuito, mentre il peso del materiale di riempimento viene uniformemente distribuito sulla soletta inferiore, come di seguito mostrato.

Scale: 1: 66.9459  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Analysis: Analysis 1  
 Loadcase: 2: Self weight  
 Results file: Scatolare 11x6-Analysis 1.mys



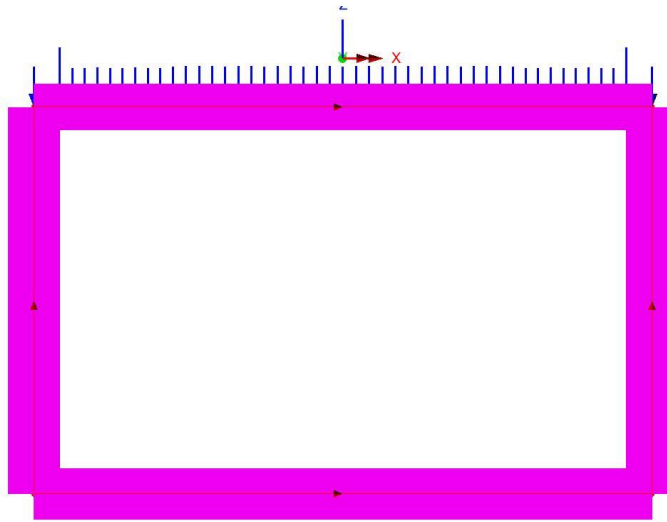
*Carichi da peso proprio.*

Scale: 1: 66.9459  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Analysis: Analysis 1  
 Loadcase: 3: Permanent Load  
 Results file: Scatolare 11x6-Analysis 1.mys



*Carichi permanenti dovuti al materiale di riempimento (riempimento+ pacchetto stradale per  $H=1.5m$  e  $\gamma=20kN/m^3$ ).*

Scale: 1: 66.9459  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Analysis: Analysis 1  
 Loadcase: 4-Static soil pressure on the top slab  
 Results file: Scatolare 11x6-Analysis 1.mys



Carichi permanenti dovuti al terreno di ricoprimento (riempimento+ pacchetto stradale per  $H=0.5m$  e  $\gamma=20kN/m^3$ ).

### 2.1.2. Contributi di spinta statica delle terre e della falda ( $g_{3k}$ )

Sulle pareti della struttura agiscono le pressioni orizzontali dovute alla spinta delle terre. Considerando l'angolo d'attrito  $\phi = 35.0^\circ$  e coesione  $c=0$  si ottiene un valore del coefficiente di spinta pari a:

Coefficiente di spinta a riposo	$k_0 =$	0.4264	[-]
Coefficiente di spinta attiva	$k_a =$	0.2710	[-]

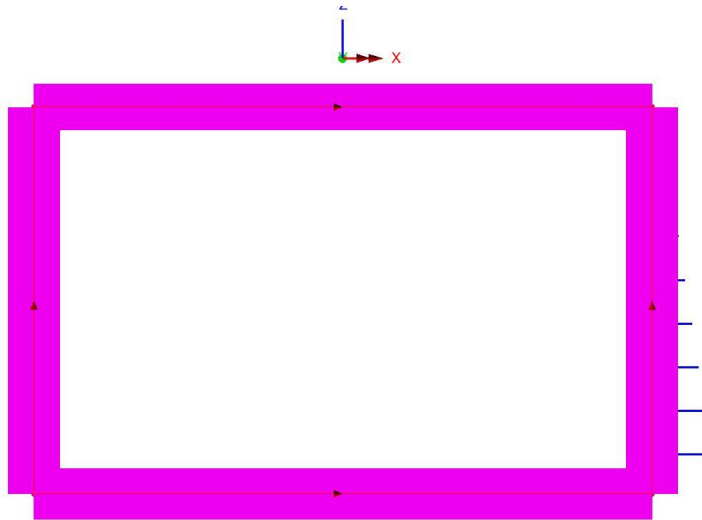
Nel caso in esame, si è ipotizzato un regime di spinta a riposo ( $k_0$ ). Le spinte statiche del terreno sono state modellate in maniera tale da considerare l'eventuale squilibrio nelle combinazioni agli stati limite ultimo (S.L.U.) e di esercizio (S.L.E.). Tale squilibrio viene assunto per entrambi gli stati limite pari al 35%.

Le pressioni ai vari livelli sono riportate nella tabella seguente:

Quota Z (m) dall'estradosso del ricoprimento	Pressione statica del terreno in presenza di falda (kN/m <sup>2</sup> )	Pressione idrostatica del terreno (kN/m <sup>2</sup> )	Pressione statica del terreno in assenza di falda (kN/m <sup>2</sup> )
Estradosso soletta superiore 0.500 m	4.264	---	4.264
Livello falda - m	0.000	---	---
Intradosso soletta inferiore 8.95 m	76.330	---	76.330

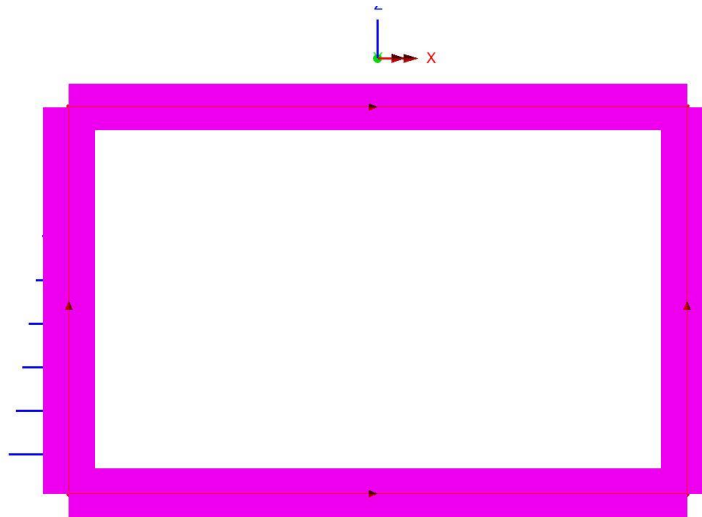


Scale: 1: 66.9459  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Analysis: Analysis 1  
 Loadcase: 6-Static soil pressure on the right  
 Results file: Scatolare 11x6-Analysis 1.mys



*Spinte statiche del terreno agenti sull'elevazione destra dello scatolare*

Scale: 1: 66.9459  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Analysis: Analysis 1  
 Loadcase: 5-Static soil pressure on the left  
 Results file: Scatolare 11x6-Analysis 1.mys



*Spinte statiche del terreno agenti sull'elevazione sinistra dello scatolare*

Le sollecitazioni di progetto verranno quindi dedotte assumendo i massimi/minimi derivanti dall'involuppo delle due situazioni limite descritte sopra.

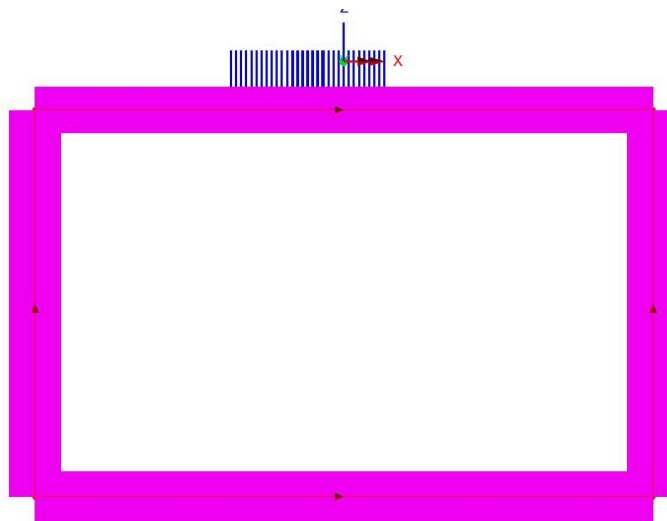
### 2.1.3. Azioni dei carichi da traffico (Q<sub>k</sub>)

Nel caso in esame, in accordo con quanto previsto dalla normativa, sono stati considerati i seguenti carichi da traffico:

Carico TS	150	[kN/ruota]
Carico UDL	9	[kN/m <sup>2</sup> ]
Carico accidentale sulla soletta inferiore	9	[kN/m <sup>2</sup> ]

I carichi TS vengono fatti viaggiare lungo una traiettoria trasversale allo scatolare che ne prevede diverse posizioni a distanze variabili a tergo dei ritti nonché diverse posizioni al di sopra della struttura. La procedura di movimentazione dei carichi consente di individuare, mediante l'involuppo di tutte le posizioni esaminate, la distribuzione delle pressioni peggiore, ovvero quella che consente di massimizzare/minimizzare le sollecitazioni di progetto nelle sezioni considerate significative per il dimensionamento dell'opera.

Scale: 1: 66.9459  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Analysis: Analysis 1  
 Loadcase: 55:TS\_20  
 Results file: Scatolare 11x6-Analysis 1.mys

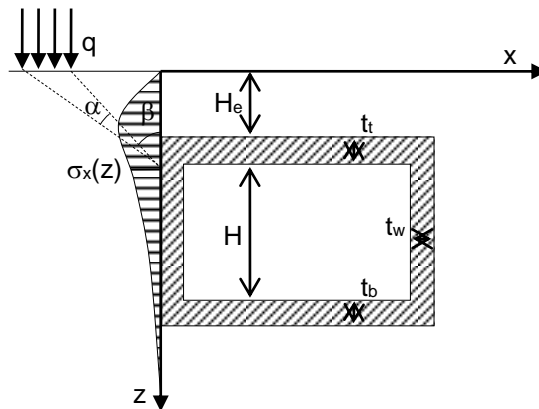


*Carichi da traffico di tipo TS disposti al di sopra dello scatolare e diffusi alla quota del piano medio della soletta superiore.*

Nell'immagine che segue viene rappresentata la distribuzione di pressioni orizzontali agenti sul ritto valutata secondo la trattazione di Boussinesq che definisce l'andamento delle pressioni orizzontali nel semispazio elastico dovute ad un carico di dimensioni finite posto sulla superficie.

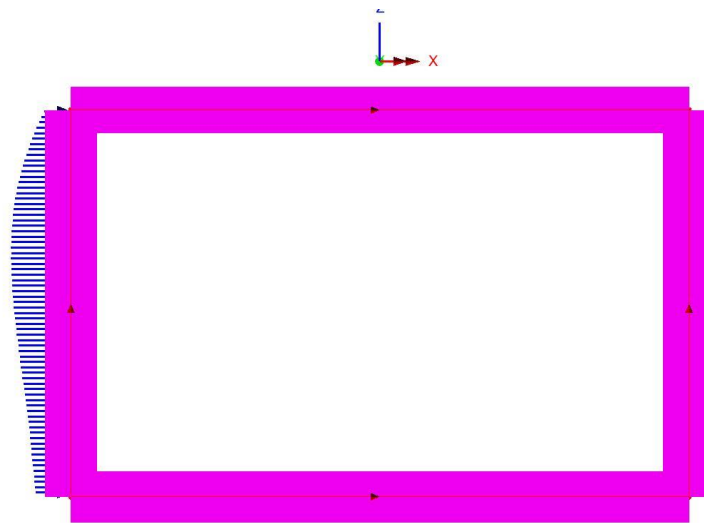
La distribuzione delle pressioni orizzontali  $\sigma_x$  dovute alla presenza del TS viaggiante al di fuori dello scatolare viene calcolata, in accordo con la teoria di Boussinesq, in funzione della posizione del carico, della superficie su cui insiste e della sua intensità come indicato di seguito:

$$\sigma_x = \frac{q}{\pi} [\alpha - \sin \alpha \cdot \cos(\alpha + 2\beta)]$$



La pressione di riferimento  $q$  viene calcolata considerando il carico della singola ruota, ovvero 150kN, uniformemente distribuito su una superficie di dimensioni 0.40m in direzione longitudinale e 1.50m in direzione trasversale. Quest'ultima dimensione è pari alla metà della larghezza di 3.0m prevista nella Circolare delle NTC'08 per i carichi da tandem agenti a tergo della struttura (§C5.1.3.3.7.1 e EN1991-2, 4.9.1, Note 2).

Scale: 1: 66.9459  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Analysis: Analysis 1  
 Loadcase: 43: TS\_8  
 Results file: Scatolare 11x6-Analysis 1.mys



*Distribuzione delle pressioni sulla parete dello scatolare dovute ai carichi da traffico di tipo TS disposti sul rilevato a tergo dello scatolare.*

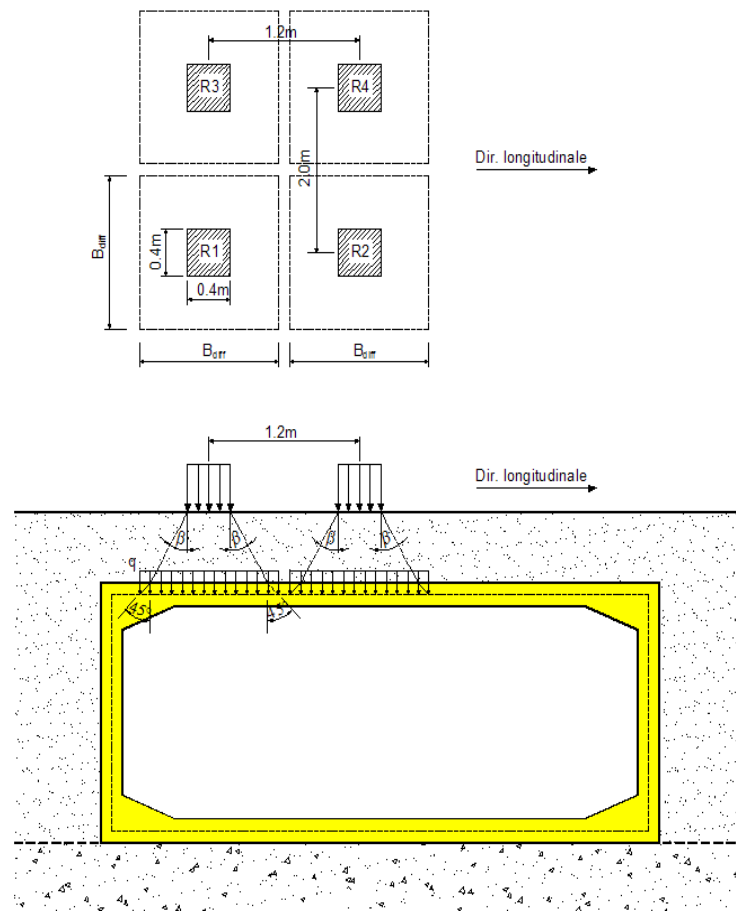
Nel caso di carichi TS disposti in una posizione generica al di sopra dello scatolare si procede al calcolo delle pressioni verticali come specificato di seguito. La figura riportata rappresenta la distribuzione di tali pressioni considerate diffuse dal piano campagna fino alla quota del piano medio della soletta superiore. La pressione viene calcolata in funzione della larghezza di diffusione ( $B_{diff}$ ), definita nell'ipotesi che il carico si diffonda a  $45^\circ$  nella soletta e a  $\beta=30^\circ$  nel terreno. La larghezza di diffusione della singola ruota avente un'impronta di 40x40 cm risulterà pertanto pari a:

$$B_{diff} = 2 \cdot H_e \cdot \tan\beta + 0.40m + 2 \cdot \frac{t_t}{2}$$

La pressione viene dunque assunta per la singola ruota pari a:

$$q_{TS} = \frac{150kN}{B_{diff}^2} \quad \text{se } B_{diff} \leq 2.0 m$$

Ossia nel caso in cui le impronte delle ruote del TS non si sovrappongono in direzione trasversale come mostrato in figura.

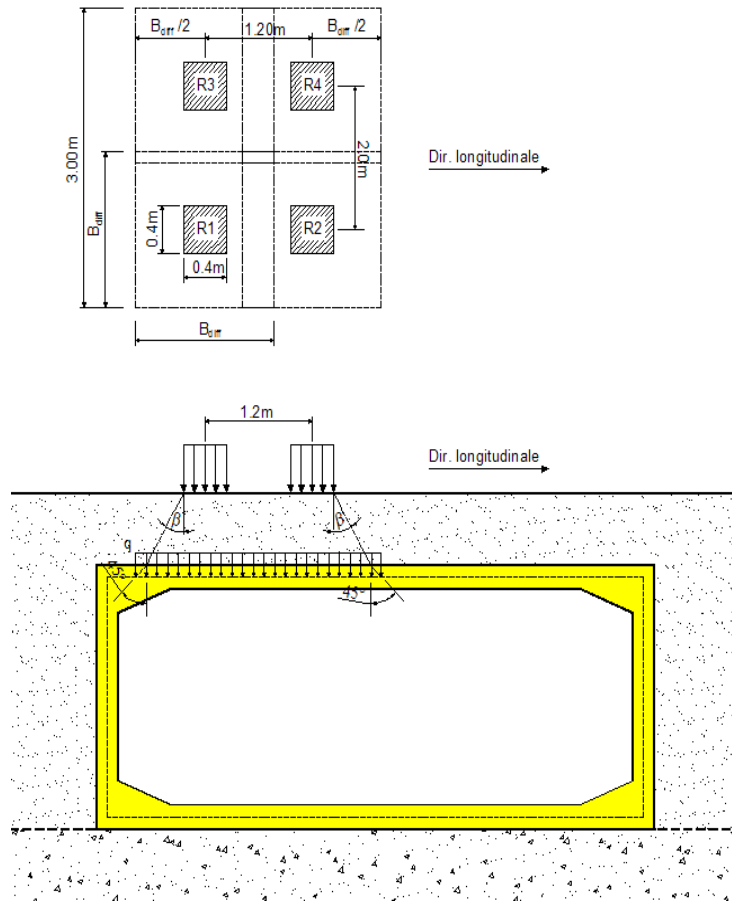


Modello di diffusione del carico di tipo TS (di due sole ruote) nel caso di impronte diffuse non sovrapposte in senso trasversale.

Nel caso in cui, invece, le impronte risultino sovrapposte in direzione trasversale si considera una distribuzione di pressione uniforme pari a:

$$q_{TS} = \frac{600kN}{(B_{diff} + 1.20m) \cdot 3.00m} \quad \text{se } B_{diff} > 2.0 m$$

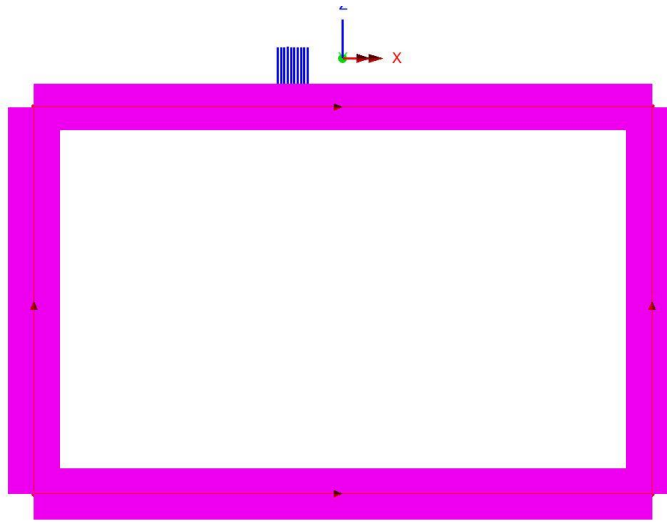
Supposta agente per una larghezza pari a  $(1.20+B_{diff})$  come indicato nella figura riportata di seguito.



*Modello di diffusione del carico di tipo TS nel caso di impronte diffuse sovrapposte in senso trasversale.*

I carichi UDL, al pari di quanto descritto per i TS, vengono fatti viaggiare lungo una traiettoria trasversale allo scatolare. Il generico carico da UDL, caratterizzato da una pressione pari a  $q_{UDL} = 9 \text{ kN/m}^2$ , viene discretizzato in venti segmenti contigui rispetto alla larghezza dello scatolare.

Scale: 1: 66.9459  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Analysis: Analysis 1  
 Loadcase: 23:UDL\_10  
 Results file: Scatolare 11x6-Analysis 1.mys

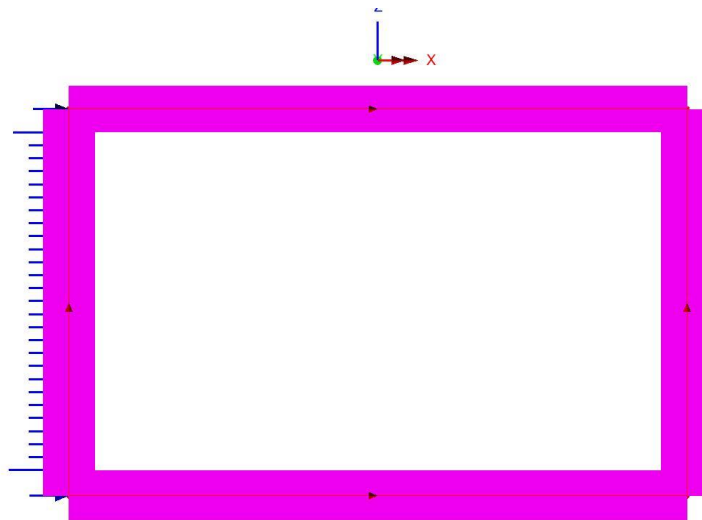


*Carichi da traffico di tipo UDL disposti al di sopra dello scatolare.*

Vengono inoltre considerate le due posizioni in cui il carico da UDL si trova a tergo dello scatolare. In quest'ultimo caso si considera una striscia di carico di lunghezza infinita e larghezza unitaria e si assume pertanto una pressione orizzontale sul ritto pari a:

$$q_{UDL,tergo} = q_{UDL} \cdot k_{<0a>}$$

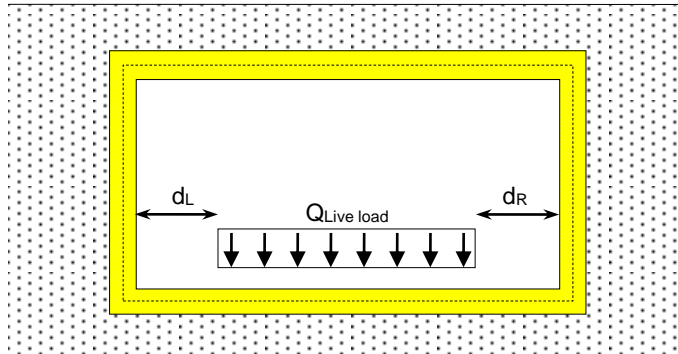
Scale: 1: 66.9459  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Analysis: Analysis 1  
 Loadcase: 14:UDL\_1  
 Results file: Scatolare 11x6-Analysis 1.mys



*Pressioni agenti sul ritto dovute alla presenza dei carichi da traffico di tipo UDL disposti a tergo dello scatolare.*

Tale procedura consente di individuare la combinazione dei carichi che genera la distribuzione delle pressioni peggiore, ovvero quella che consente di massimizzare/minimizzare le sollecitazioni di progetto nelle sezioni considerate significative per il dimensionamento dell'opera.

I carichi accidentali agenti sulla soletta inferiore, se presenti, vengono disposti secondo lo schema indicato in figura e vengono combinati assumendo gli stessi coefficienti di combinazione adottati per i carichi da traffico di tipo UDL.

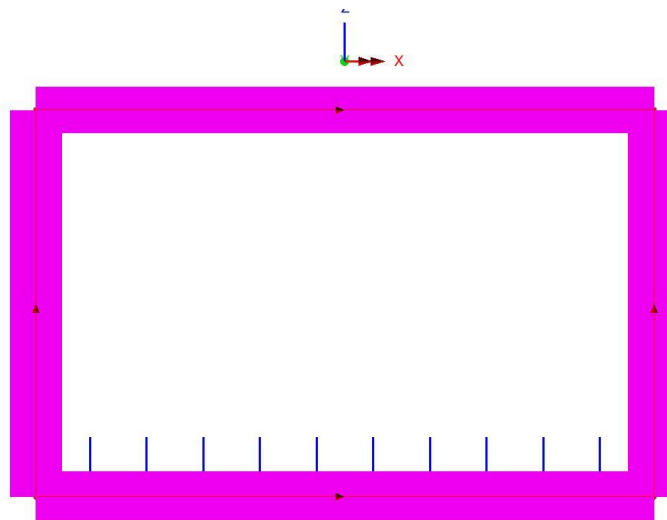


Modellazione dei contributi accidentali uniformemente distribuiti su parte della soletta inferiore dello scatolare.

Per il caso in esame si assumono i seguenti dati in accordo alla precedente figura:

Carico accidentale sulla soletta inferiore	9	[kN/m <sup>2</sup> ]
Distanza da ritto di elevazione sinistro	0	[m]
Distanza da ritto di elevazione destro	0	[m]

Scale: 1: 66.9459  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Analysis: Analysis 1  
 Loadcase: 79:Live load  
 Results file: Scatolare 11x6-Analysis 1.mys



Carichi accidentali disposti sulla soletta inferiore dello scatolare.



### 2.1.4. Forza di frenatura

Con riferimento al §5.1.3.5 delle NTC 2008, l'azione orizzontale di frenatura si determina come segue:

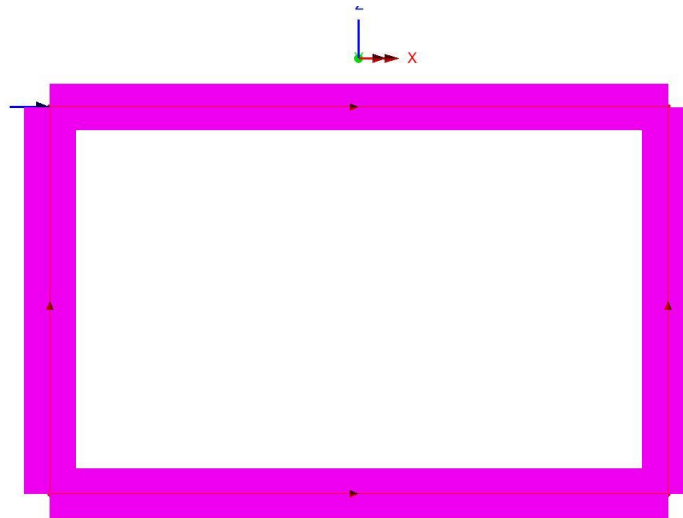
$$180 \leq q_3 = 0.6(2Q_{1k}) + 0.10q_{1k} \cdot w_1 \cdot L \leq 900 \text{ kN}$$

e si considera diffusa su una porzione di struttura di larghezza pari a 3.00m.

Nel modello, che si ricorda essere di larghezza unitaria, si implementa un'azione orizzontale radente agente sulla soletta superiore, di intensità pari a:

$$q_3^* = \frac{q_3}{3.00\text{m}} = 10 \text{ kN/m/m}$$

Scale: 1: 66.9459  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Analysis: Analysis 1  
 Loadcase: 78:Braking load  
 Results file: Scatolare 11x6-Analysis 1.mys



Carichi da frenatura disposti come carico uniformemente distribuito sulla soletta superiore.

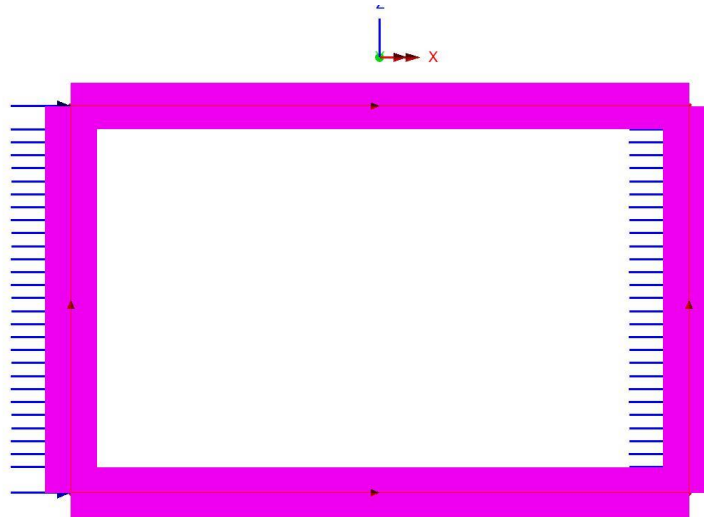
### 2.1.5. Forze d'inerzia

In base ai parametri sismici precedentemente dichiarati, si determina l'accelerazione orizzontale da applicare alla massa dell'opera in esame, che risulta pari a:

$$a_{\max} = g \cdot a_g \cdot S = 2.928 \quad [m/s^2]$$

Tale accelerazione è applicata automaticamente dal software di calcolo alle varie masse strutturali (scatolare e terreno di ricoprimento) secondo la loro reale distribuzione.

Scale: 1: 66.9459  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Analysis: Analysis 1  
 Loadcase: 13: Inertia contributions  
 Results file: Scatolare 11x6-Analysis 1.mys



*Forze di inerzia dello scatolare e del terreno di ricoprimento.*

### 2.1.6. Sovrappinta sismica

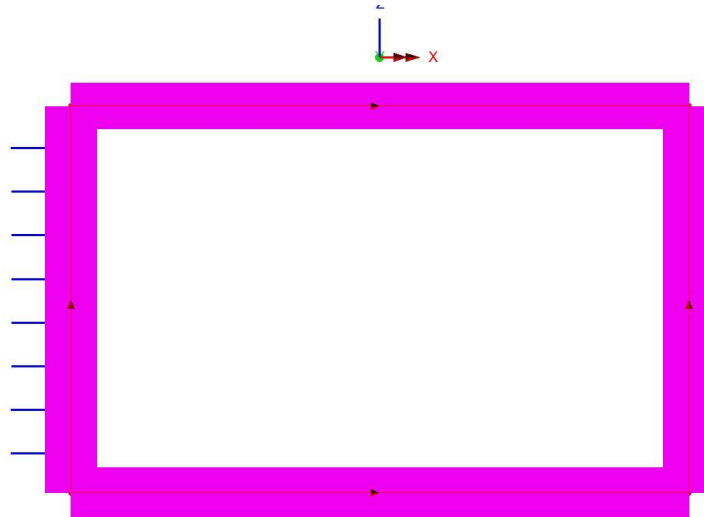
Le pressioni ai vari livelli sono riportate nella tabella seguente, e per il calcolo si è seguita la formulazione di Wood :

Quota Z (m) dall'estradosso del ricoprimento	Pressione statica del terreno in presenza di falda (kN/m <sup>2</sup> )
Estradosso soletta superiore 0.500 m	49.485
Livello falda - m	49.485
Intradosso soletta inferiore 8.95 m	49.485

Si precisa che, in condizioni sismiche ed al fine di massimizzare gli effetti sfavorevoli, i contributi inerziali e la sovrappinta sismica saranno applicate da un solo lato dello scatolare, coerentemente al verso dell'azione

sismica considerato. Nel caso di rilevato caratterizzato da un'elevata permeabilità, a tali contributi verrà aggiunta anche la pressione idrodinamica.

Scale: 1: 66.9459  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Analysis: Analysis 1  
Loadcase: 11: Seismic soil pressure  
Results file: Scatolare 11x6-Analysis 1.mys



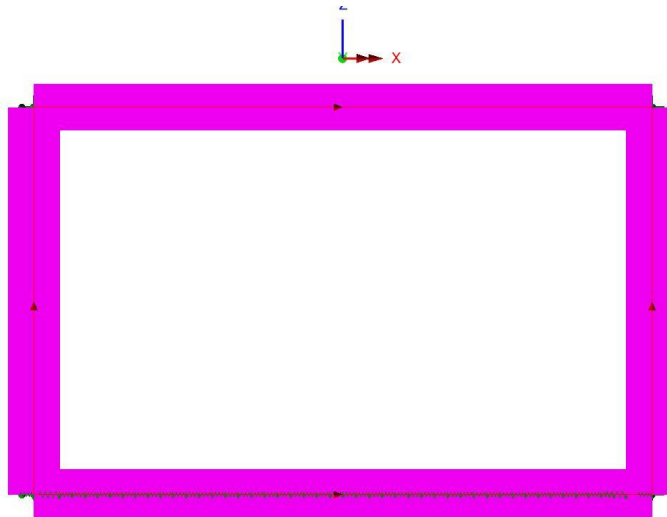
*Sovrappinta sismica applicata al ritto dello scatolare.*

### 3. Analisi strutturale

#### 3.1. Generalità

Lo studio del comportamento statico e sismico dell'opera è stato condotto attraverso un'analisi ad elementi finiti (FEM) di una striscia di lunghezza unitaria considerata rappresentativa dell'opera. In particolare, l'opera è stata modellata con elementi *thick beam* lineari a due nodi passanti per il piano medio delle relative membrature. La *mesh* adottata presenta dimensione caratteristica variabile nell'intorno di 0.25 m. La struttura è stata fondata su un letto di "molle" elastiche lineari di caratteristiche opportune pari a  $k_{wv} = 36\ 000$  kN/m<sup>3</sup> in direzione verticale e pari a  $k_{wh} = 180\ 000$  kN/m<sup>3</sup> in direzione orizzontale.

Scale: 1: 66.9459  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Analysis: Analysis 1  
Loadcase: 11: Seismic soil pressure  
Results file: Scatolare 11x6-Analysis 1.mys



*Modellazione dello scatolare.*

Ciascun elemento beam risulta caratterizzato dallo spessore reale dell'elemento strutturale cui corrisponde. Le zone di nodo vengono inoltre modellate mediante opportuni elementi rigidi.

### 3.2. Analisi statica

In condizioni statiche la struttura è stata assoggettata ai vari contributi di carico descritti nel capitolo precedente, costituiti da pesi propri, carichi permanenti (pavimentazioni, ricoprimento e spinta delle terre) e azioni accidentali (carichi di servizio). A valle dell'esame delle singole condizioni di carico sono stati sovrapposti gli effetti secondo le combinazioni di carico in esercizio (S.L.E.) ed ultime (S.L.U.).

### 3.3. Analisi sismica

In condizioni sismiche la struttura è stata assoggettata ad un'analisi statica equivalente dove al contributo di carico dovuto ai pesi propri e permanenti è stato aggiunto il contributo della famiglia dei carichi sismici, dato dalle forze inerziali e dalla spinta sismica delle terre. Quest'ultima è data dalla somma della spinta a riposo e della sovraspinta sismica, valutata con la formula di Wood essendo la struttura assimilabile ad un corpo rigido. La spinta sismica e le forze d'inerzia vengono fatte agire da un solo lato della struttura in accordo alla direzione ed al verso dell'azione sismica in esame.

L'azione sismica considerata è la sola componente agente in direzione trasversale  $E_x$ , non risultando significativa per strutture di questo genere né la componente parallela all'asse struttura  $E_y$ , né la componente verticale  $E_z$ . Per la componente in esame, ci si è limitati, per semplicità, ad esaminare il solo verso positivo.

### 3.4. Combinazioni di carico e relative verifiche

#### 3.4.1. Combinazioni di carico

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione SLE Caratteristica (Rara):

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

- Combinazione SLE Frequente:

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

- Combinazione SLE Quasi Permanente:

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

- Combinazione Fondamentale allo Stato Limite Ultimo (SLU-STR):

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

- Combinazione Sismica (SLU-SISMA):

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

- Combinazione Geotecnica allo Stato Limite Ultimo (SLU-GEO):

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

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma$  e  $\psi$  sono riportati in tabella.

Contributi di carico	$\gamma_{SLU-STR}$	$\gamma_{SLU-GEO}$	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Peso proprio	1.00 / 1.35	1.00	-	-	-
Permanenti (riempimento)	1.00 / 1.35	1.00	-	-	-
Terreno (ricoprimento e spinte)	1.00 / 1.35	1.00	-	-	-
Pressione idrostatica	1.00 / 1.35	1.00	-	-	-
Carichi da traffico tipo TS	0.00 / 1.35	0 / 1.15	0.75	0.75	0.00
Carichi da traffico tipo UDL	0.00 / 1.35	0 / 1.15	0.40	0.40	0.00
Carichi accidentali sulla soletta inferiore	0.00 / 1.35	0 / 1.15	0.40	0.40	0.00
Frenatura	0.00 / 1.35	0 / 1.15	-	-	-
Pressione idrodinamica	0.00 / 1.00	-	-	-	-
Contributi inerziali	1.00	-	-	-	-
Sisma	1.00	-	-	-	-

I carichi da traffico (TS e UDL) e la frenatura vengono considerati per la definizione dei gruppi di azioni di tipo 1 e 2a che verranno considerati alternativamente dominanti. La peggiore situazione tra quelle esaminate è stata presa a riferimento, poi, per le verifiche strutturali.

### 3.4.2. Verifiche strutturali

Per ciascuna delle combinazioni di carico sopra richiamate verranno condotte le seguenti verifiche dei principali elementi strutturali.

#### 3.4.2.1. Verifica delle tensioni in esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo deve rispettare le seguenti limitazioni:

$$\sigma_c \leq 0.60 f_{ck} \quad \text{sotto la combinazione SLE Caratteristica (Rara)}$$

$$\sigma_c \leq 0.45 f_{ck} \quad \text{sotto la combinazione SLE quasi-permanente}$$

La massima tensione di trazione dell'acciaio deve rispettare la seguente limitazione:

$$\sigma_s \leq 0.80 f_{yk} \quad \text{sotto la combinazione SLE Caratteristica (Rara)}$$

#### 3.4.2.2. Verifica dello stato fessurativo

Le verifiche dello stato fessurativo vengono condotte con riferimento alle combinazioni SLE frequente e SLE quasi-permanente. Esse dipendono dalle condizioni ambientali cui sono soggetti gli elementi da verificare.

In base alla tabella sotto riportata, le solette inferiore e superiore e i ritti di elevazione sono realizzati rispettivamente in classe XF2 e le condizioni ambientali sono da considerarsi le seguenti:

- Soletta inferiore *Aggressive*
- Soletta superiore *Aggressive*
- Ritti di elevazione *Aggressive*

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Un altro parametro necessario alla definizione dell'apertura limite di fessura è la sensibilità alla corrosione delle armature che per acciai ordinari viene usualmente considerata modesta.



Dunque, sulla base della tabella di seguito mostrata, si possono determinare le verifiche da condurre per lo stato limite di fessurazione.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_{d,lim}$	Stato limite	$w_{d,lim}$
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	$\leq w_1$

Le verifiche consistono nel soddisfacimento delle seguenti limitazioni:

$$w_d \leq w_{d,lim}$$

dove l'ampiezza media di fessura  $w_d$  può essere valutata in base alla procedura esplicitata di seguito secondo quanto riportato nella Circolare Ministeriale n. 617 del 2/02/2009 al par. C 4.1.2.2.4.6.

Nel caso in esame risultano pertanto le seguenti aperture limite di fessura per gli elementi strutturali:

Elemento strutturale	S.L.E. Frequente – $w_{d,lim}$ [mm]	S.L.E. Quasi permanente – $w_{d,lim}$ [mm]
Soletta inferiore	0.30	0.20
Soletta superiore	0.30	0.20
Ritti di elevazione	0.30	0.20

Nello specifico l'apertura di fessura  $w_d$  è definita secondo la relazione:

$$w_d = 1.7 \cdot w_m = 1.7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{smax}$$

dove:

$\varepsilon_{sm}$  = deformazione unitaria media delle barre di armatura

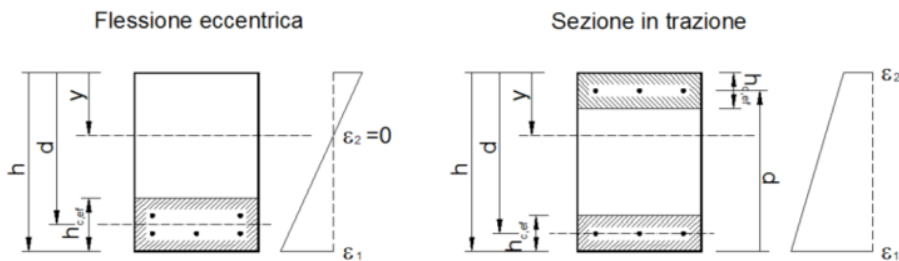
$\Delta_{smax}$  = distanza massima tra le fessure

Il calcolo della deformazione unitaria media delle barre di armatura  $\varepsilon_{sm}$  avviene per mezzo delle seguenti relazioni:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_s \rho_{eff})}{E_s} \geq 0.6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

dove:

- $\sigma_s$  = tensione nell'armatura tesa valutata considerando la sezione fessurata.
- $\alpha_e$  = rapporto tra  $E_s$  e  $E_{cm}$
- $\rho_{eff}$  = rapporto tra  $A_s$  e  $A_{c,eff}$
- $A_{c,eff}$  = area efficace di calcestruzzo attorno all'armatura di altezza  $h_{c,eff}$ . Tale altezza è definita come il minimo valore fra  $2.5(h - d)$ ,  $(h - y)/3$  e  $h/2$
- $k_t$  = fattore funzione della durata del carico assunto pari a 0.6 o 0.4 rispettivamente per carichi di breve e lunga durata.



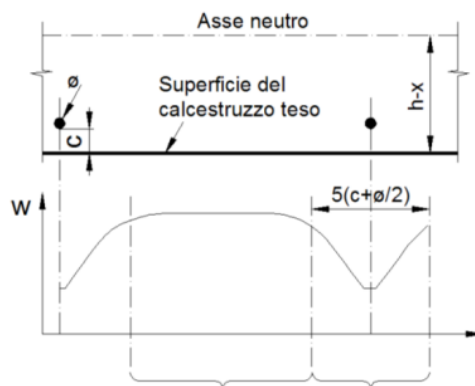
La distanza fra le fessure  $\Delta_{smax}$  può essere calcolata con l'espressione:

- Se la spaziatura fra le barre  $\leq 5(c + \phi/2)$

$$\Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}}$$

- Se la spaziatura fra le barre  $> 5(c + \phi/2)$

$$\begin{cases} \Delta_{smax} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \frac{\phi}{\rho_{eff}} & \text{nella zona di estensione } 5(c + \phi/2) \\ \Delta_{smax} = 1.3 \cdot (h - y) & \text{nella zona rimanente} \end{cases}$$



dove:

$\phi$  = diametro equivalente delle barre di armatura calcolato come:  $\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2}$

c = ricoprimento dell'armatura

k<sub>1</sub> = assunto pari a 0.8 o 1.6 rispettivamente per le barre ad aderenza migliorata e per le barre lisce

k<sub>2</sub> = assunto pari a 0.5 o 1.0 rispettivamente per il caso di flessione semplice e di trazione semplice.

Nel caso di trazione eccentrica si utilizzano valori intermedi calcolati con la relazione:

$$k_2 = \frac{\varepsilon_1 + \varepsilon_2}{2\varepsilon_1}$$

ε<sub>1,2</sub> = deformazioni rispettivamente più grande e più piccola di trazione all'estremità della sezione considerata calcolate considerando la sezione fessurata.

k<sub>3</sub> = 3.4

k<sub>4</sub> = 0.425

### 3.4.2.3. Verifica di deformabilità

In generale risulta necessario verificare che la freccia delle solette non superi il valore di 1/250 della luce sotto la combinazione di carico SLE quasi-permanente e il valore di 1/500 della luce sotto l'azione dei carichi da traffico di gruppo 1.

### 3.4.2.4. Verifica di resistenza a presso-flessione

La verifica di resistenza in condizioni ultime di una sezione presso-inflessa consiste nel soddisfacimento della seguente disuguaglianza:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} (N_{Ed})$$

dove:

M<sub>Ed</sub> = momento flettente sollecitante di calcolo, valutata sotto la combinazione;

M<sub>Rd</sub> = momento flettente resistente associato all'azione assiale concomitante N<sub>Ed</sub>.

In fase di verifica viene definito coefficiente di sfruttamento γ il rapporto tra M<sub>Ed</sub> e M<sub>Rd</sub>. La verifica di resistenza può quindi ritenersi soddisfatta se risulta γ ≥ 1.

### 3.4.2.5. Verifica di resistenza a taglio

La verifica di resistenza a taglio in condizioni ultime di una sezione in c.a. consiste nel soddisfacimento della seguente disuguaglianza:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

dove:

$V_{Ed}$  = azione tagliante sollecitante di calcolo, valutata sotto la combinazione;

$V_{Rd}$  = azione tagliante resistente.

In prima battuta  $V_{Rd}$  è associato al valore della resistenza a taglio dell'elemento privo di armatura dedicata, basata sul contributo resistente a trazione del calcestruzzo e su quello fornito dalle armature longitudinali tese (EN 1992-1-1 §6.2.2)

$$V_{Rd} = [C_{Rd,c} \cdot k \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}} + k_1 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w d \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \quad (N)$$

con:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2$$

$$v_{min} = 0.035 + \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}}$$

dove

$A_c$  = area della sezione in calcestruzzo (in mm<sup>2</sup>)

$b_w$  = larghezza minima della sezione in calcestruzzo in zona tesa (in mm)

$d$  = altezza utile della sezione (in mm)

$\rho_1$  = rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa  $\frac{A_{s1}}{b_w d} \leq 0.02$

$\sigma_{cp}$  = tensione media di compressione nella sezione  $\frac{N_{Ed}}{A_c} \leq 0.2 f_{cd}$

$N_{Ed}$  = forza assiale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione (in N)

Se il contributo resistente così calcolato risulta inferiore al valore del taglio sollecitante, risulta necessario procedere al dimensionamento di un'apposita armatura resistente a taglio. In tal caso, la verifica a taglio risulterà soddisfatta se l'azione tagliante sollecitante sarà inferiore al minimo valore tra quello dato dalla resistenza di calcolo a “taglio trazione”, riferita all'armatura trasversale, e quello dato dalla resistenza a “taglio compressione”, associata al nucleo in calcestruzzo (EN 1992-1-1 §6.2.3).

$$V_{Rd} = \min\{V_{Rsd}; V_{Rd,max}\}$$

con

$$V_{Rsd} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}$$

dove:

$A_{sw}$  = area dell'armatura trasversale a taglio

$s$  = passo delle staffe

$z$  = braccio della coppia interna assunto pari a  $z = 0.9 \cdot d$

$\alpha$  = angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave

$\theta$  = inclinazione del puntone compresso di calcestruzzo (con  $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$ )

$f_{ywd}$  = tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio

$v_1$  = coefficiente di riduzione della resistenza del calcestruzzo fessurato per taglio

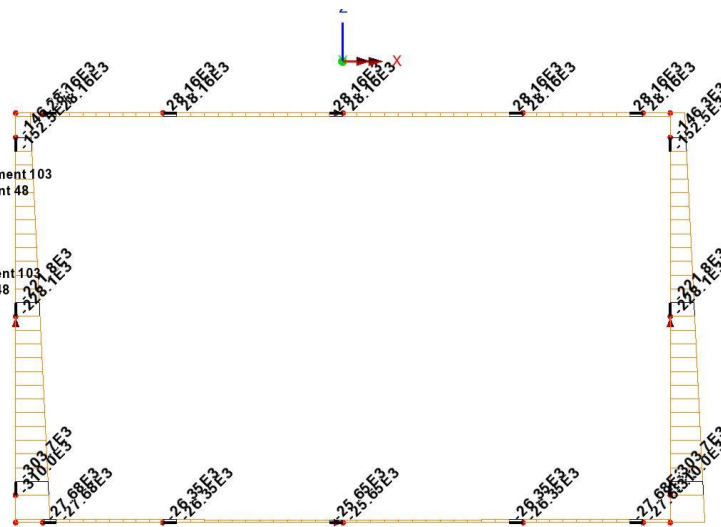
$\alpha_{cw}$  = coefficiente che considera l'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale

### 3.5. Risultati principali

Si riportano di seguito i diagrammi delle principali sollecitazioni relative ai valori caratteristici dei contributi di carico considerati ( $F_x$  = azione assiale;  $F_z$  = azione tagliante;  $M_y$  = momento flettente).

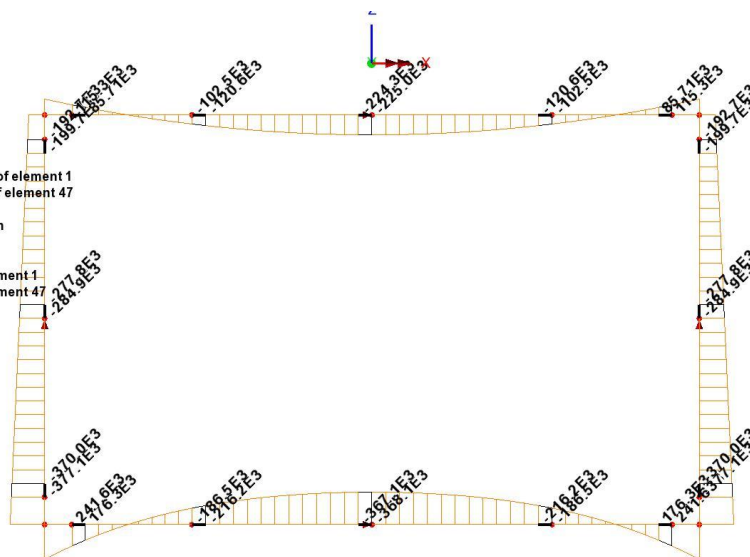
#### 3.5.1. Azioni interne dovute al peso proprio

Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Analysis: Analysis 1  
 Loadcase: 2: Self weight  
 Results file: Scatolare 11x6-Analysis 1.mys  
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component:  $F_x$  (Units: N)  
 Diagram maximum 28.1643E3 at Gauss point 1 of element 103  
 Diagram minimum -322.5E3 at Gauss point 1 of element 48  
 Diagram scale: 1: 31.0078E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component:  $F_x$  (Units: N)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum 28.1643E3 at node 102 of element 103  
 Peak/value minimum -322.5E3 at node 47 of element 48



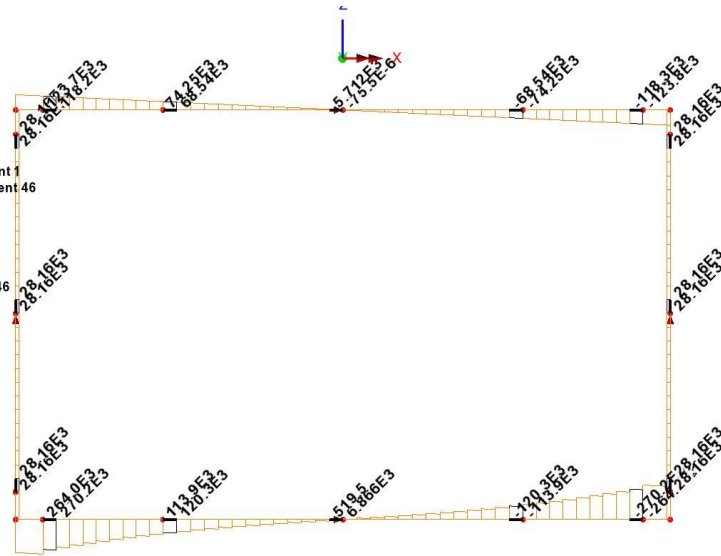
Andamento dell'azione assiale interna ( $F_x$  in N).

Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Analysis: Analysis 1  
 Loadcase: 2: Self weight  
 Results file: Scatolare 11x6-Analysis 1.mys  
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component:  $M_y$  (Units: N.m)  
 Diagram maximum 391.209E3 at Gauss point 11 of element 1  
 Diagram minimum -391.209E3 at Gauss point 1 of element 47  
 Diagram scale: 1: 25.5618E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component:  $M_y$  (Units: N.m)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum 391.209E3 at node 1 of element 1  
 Peak/value minimum -391.209E3 at node 1 of element 47



Andamento dell'azione flettente interna ( $M_y$  in Nm).

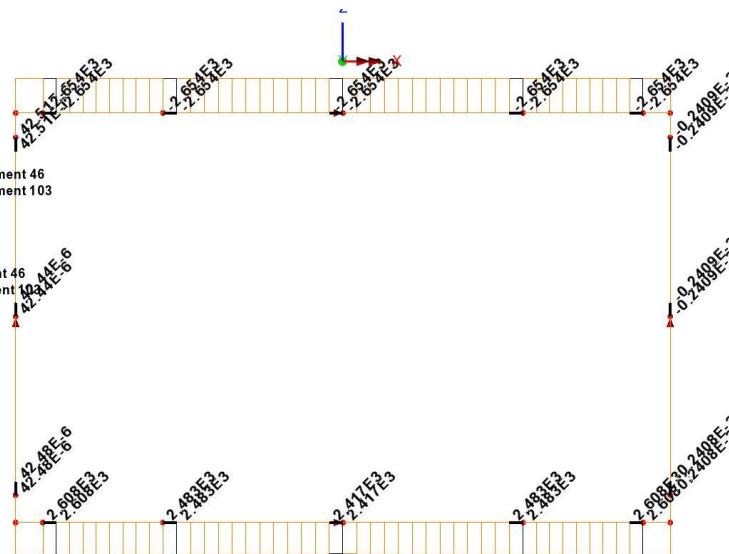
Scale: 1: 63.2059  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Analysis: Analysis 1  
Loadcase: 2: Self weight  
Results file: Scatolare 11x6-Analysis 1.mys  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Fz (Units: N)  
Diagram maximum 305.5E3 at Gauss point 1 of element 1  
Diagram minimum -305.5E3 at Gauss point 11 of element 46  
Diagram scale: 1: 32.7332E-6  
Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Peak/value component: Fz (Units: N)  
Peak range(%): 10.0  
Peak/value maximum 305.5E3 at node 2 of element 1  
Peak/value minimum -305.5E3 at node 46 of element 46



Andamento dell'azione tagliante interna ( $F_z$  in N).

### 3.5.2. Azioni interne dovute ai carichi permanenti (materiale di riempimento)

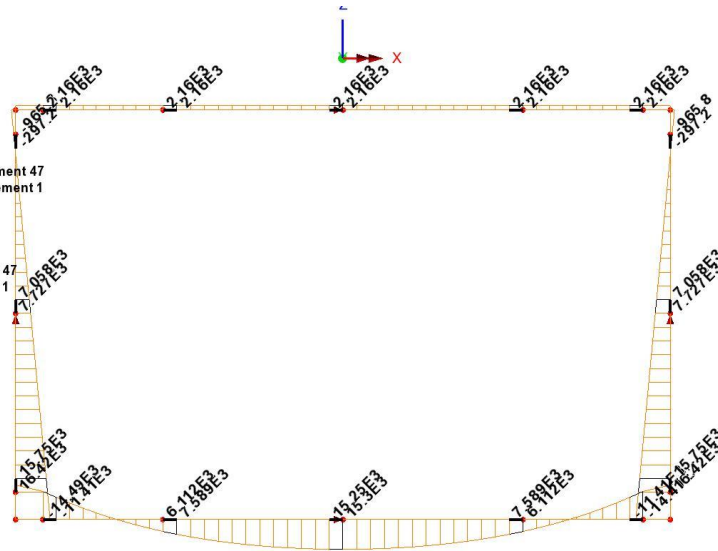
Scale: 1: 63.2059  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Analysis: Analysis 1  
Loadcase: 3: Permanent Load  
Results file: Scatolare 11x6-Analysis 1.mys  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Fx (Units: N)  
Diagram maximum 2.63575E3 at Gauss point 1 of element 46  
Diagram minimum -2.65418E3 at Gauss point 1 of element 103  
Diagram scale: 1: 3.76764E-3  
Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Peak/value component: Fx (Units: N)  
Peak range(%): 10.0  
Peak/value maximum 2.63575E3 at node 46 of element 46  
Peak/value minimum -2.65418E3 at node 102 of element 103



Andamento dell'azione assiale interna ( $F_x$  in N).

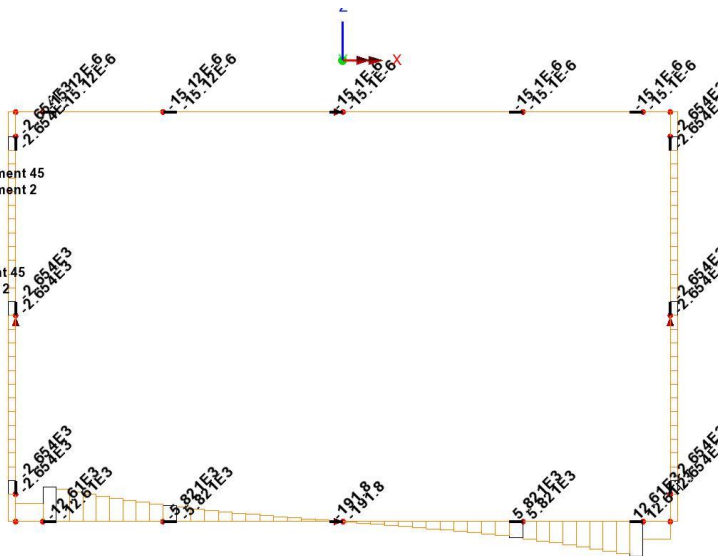


Scale: 1: 63.2059  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Analysis: Analysis 1  
Loadcase: 3:Permanent Load  
Results file: Scatolare 11x6-Analysis 1.mys  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: My (Units: N.m)  
Diagram maximum 17.7462E3 at Gauss point 1 of element 47  
Diagram minimum -17.7462E3 at Gauss point 11 of element 1  
Diagram scale: 1: 0.563502E-3  
Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Peak/value component: My (Units: N.m)  
Peak range(%): 10.0  
Peak/value maximum 17.7462E3 at node 1 of element 47  
Peak/value minimum -17.7462E3 at node 1 of element 1



Andamento dell'azione flettente interna ( $M_y$  in Nm).

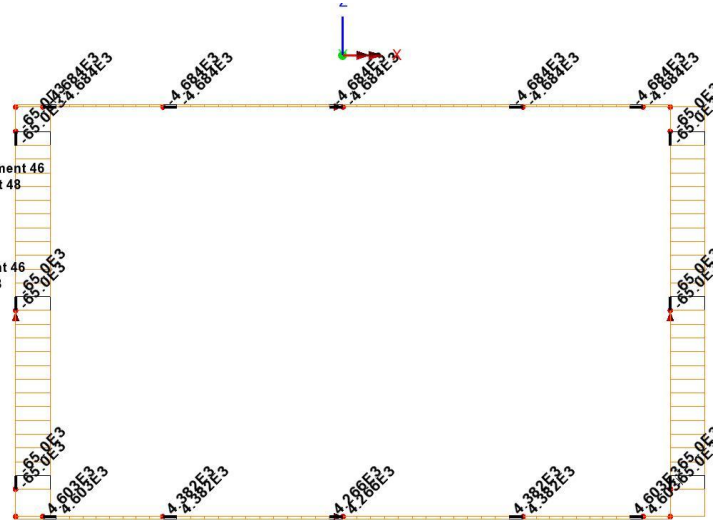
Scale: 1: 63.2059  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Analysis: Analysis 1  
Loadcase: 3:Permanent Load  
Results file: Scatolare 11x6-Analysis 1.mys  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Fz (Units: N)  
Diagram maximum 12.6059E3 at Gauss point 1 of element 45  
Diagram minimum -12.6059E3 at Gauss point 1 of element 2  
Diagram scale: 1: 0.793279E-3  
Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Peak/value component: Fz (Units: N)  
Peak range(%): 10.0  
Peak/value maximum 12.6059E3 at node 45 of element 45  
Peak/value minimum -12.6059E3 at node 2 of element 2



Andamento dell'azione tagliante interna ( $F_z$  in N).

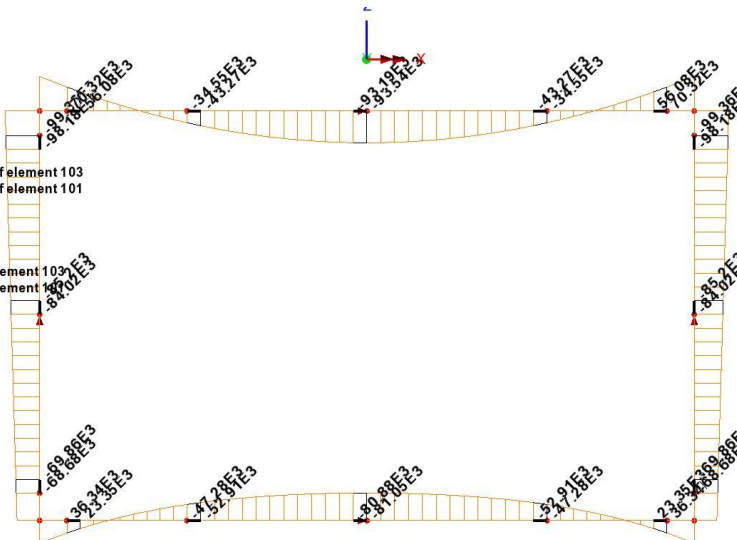
### 3.5.3. Azioni interne dovute ai carichi permanenti (terreno di ricoprimento)

Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Analysis: Analysis 1  
 Loadcase: 4:Static soil pressure on the top slab  
 Results file: Scatolare 11x6-Analysis 1.mys  
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Fx (Units: N)  
 Diagram maximum 4.65138E3 at Gauss point 1 of element 46  
 Diagram minimum -65.0E3 at Gauss point 1 of element 48  
 Diagram scale: 1: 0.153846E-3  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: Fx (Units: N)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum 4.65138E3 at node 46 of element 46  
 Peak/value minimum -65.0E3 at node 49 of element 48



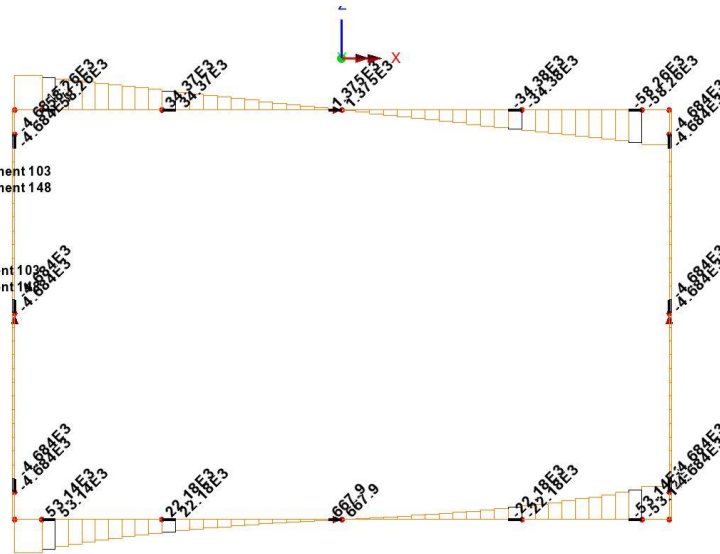
Andamento dell'azione assiale interna ( $F_x$  in N).

Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Analysis: Analysis 1  
 Loadcase: 4:Static soil pressure on the top slab  
 Results file: Scatolare 11x6-Analysis 1.mys  
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: My (Units: N.m)  
 Diagram maximum 101.465E3 at Gauss point 11 of element 103  
 Diagram minimum -101.465E3 at Gauss point 11 of element 101  
 Diagram scale: 1: 98.5563E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: My (Units: N.m)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum 101.465E3 at node 102 of element 103  
 Peak/value minimum -101.465E3 at node 102 of element 101



Andamento dell'azione flettente interna ( $M_y$  in Nm).

Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Analysis: Analysis 1  
 Loadcase: 4-Static soil pressure on the top slab  
 Results file: Scatolare 11x6-Analysis 1.mys  
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Fz (Units: N)  
 Diagram maximum 62.2917E3 at Gauss point 1 of element 103  
 Diagram minimum -62.2917E3 at Gauss point 1 of element 148  
 Diagram scale: 1: 0.160535E-3  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: Fz (Units: N)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum 62.2917E3 at node 102 of element 103  
 Peak/value minimum -62.2917E3 at node 147 of element 148

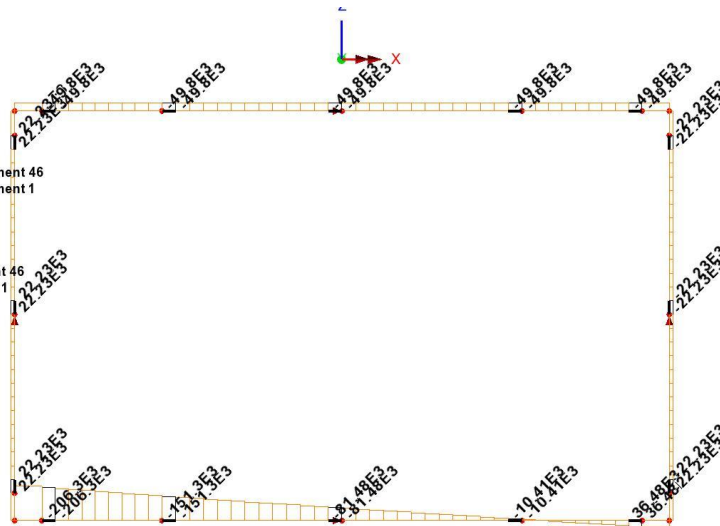


Andamento dell'azione tagliante interna ( $F_z$  in N).

### 3.5.4. Azioni interne dovute alla spinta statica del terreno sulla parete di sinistra

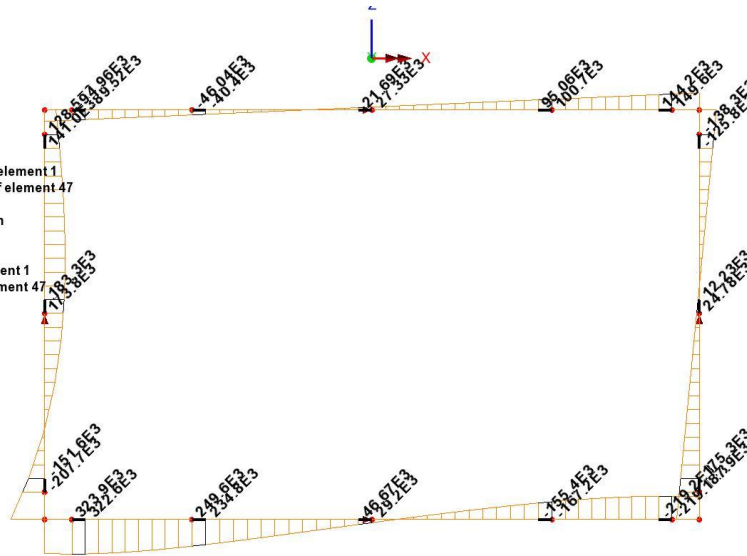
Si evidenzia che le sollecitazioni dovute alle spinte sulla parete di destra sono da intendersi speculari a quelle mostrate di seguito

Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Analysis: Analysis 1  
 Loadcase: 5-Static soil pressure on the left  
 Results file: Scatolare 11x6-Analysis 1.mys  
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Fx (Units: N)  
 Diagram maximum 44.4484E3 at Gauss point 1 of element 46  
 Diagram minimum -216.052E3 at Gauss point 1 of element 1  
 Diagram scale: 1: 46.2852E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: Fx (Units: N)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum 44.4484E3 at node 46 of element 46  
 Peak/value minimum -216.052E3 at node 1 of element 1



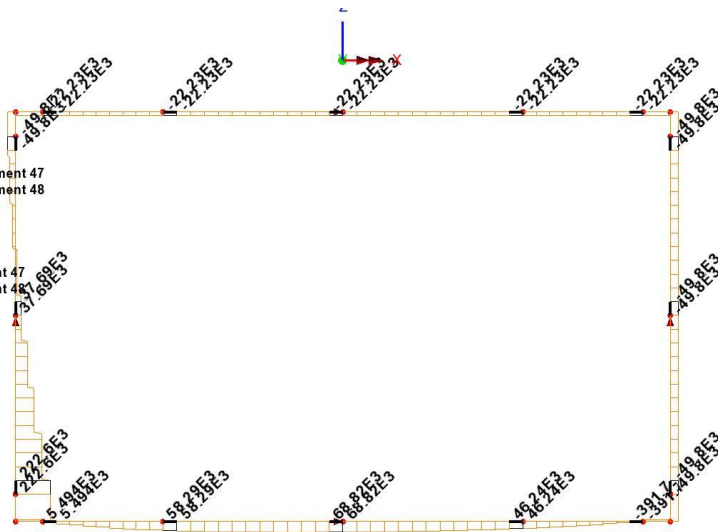
Andamento dell'azione assiale interna ( $F_x$  in N).

Scale: 1: 63.2059  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Analysis: Analysis 1  
Loadcase: 5-Static soil pressure on the left  
Results file: Scatoliare 11x6-Analysis 1.mys  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: My (Units: N.m)  
Diagram maximum 323.91E3 at Gauss point 1 of element 1  
Diagram minimum -319.008E3 at Gauss point 1 of element 47  
Diagram scale: 1: 30.8728E-6  
Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Peak/value component: My (Units: N.m)  
Peak range(%): 10.0  
Peak/value maximum 323.91E3 at node 2 of element 1  
Peak/value minimum -319.008E3 at node 1 of element 47



Andamento dell'azione flettente interna ( $M_y$  in Nm).

Scale: 1: 63.2059  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Analysis: Analysis 1  
Loadcase: 5-Static soil pressure on the left  
Results file: Scatoliare 11x6-Analysis 1.mys  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Fz (Units: N)  
Diagram maximum 222.606E3 at Gauss point 1 of element 47  
Diagram minimum -49.8022E3 at Gauss point 1 of element 48  
Diagram scale: 1: 44.9225E-6  
Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Peak/value component: Fz (Units: N)  
Peak range(%): 10.0  
Peak/value maximum 222.606E3 at node 48 of element 47  
Peak/value minimum -49.8022E3 at node 49 of element 48

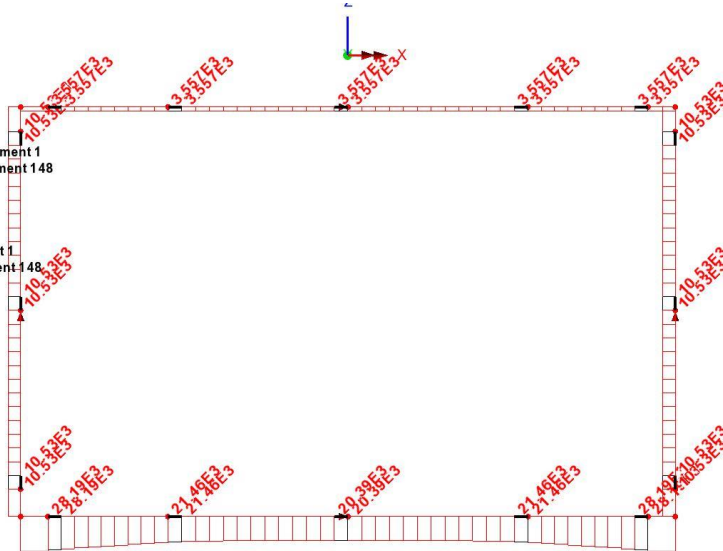


Andamento dell'azione tagliante interna ( $F_z$  in N).

### 3.5.5. Azioni interne dovute all'involuppo dei carichi da traffico di gruppo 1

Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: Fx  
 Moving load - Group 1 (Max)

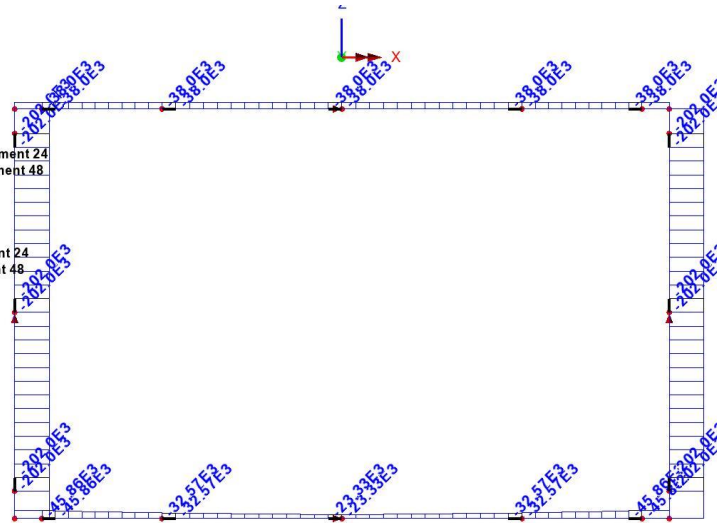
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Fx (Units: N)  
 Diagram maximum 29.3898E3 at Gauss point 1 of element 1  
 Diagram minimum 3.55719E3 at Gauss point 1 of element 148  
 Diagram scale: 1: 0.340254E-3  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: Fx (Units: N)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum 29.3898E3 at node 1 of element 1  
 Peak/value minimum 3.55719E3 at node 147 of element 148



Andamento dell'azione assiale interna massima ( $F_{x,max}$  in N).

Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: Fx  
 Moving load - Group 1 (Min)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Fx (Units: N)  
 Diagram maximum -23.3256E3 at Gauss point 1 of element 24  
 Diagram minimum -202.031E3 at Gauss point 1 of element 48  
 Diagram scale: 1: 49.4974E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: Fx (Units: N)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum -23.3256E3 at node 24 of element 24  
 Peak/value minimum -202.031E3 at node 49 of element 48

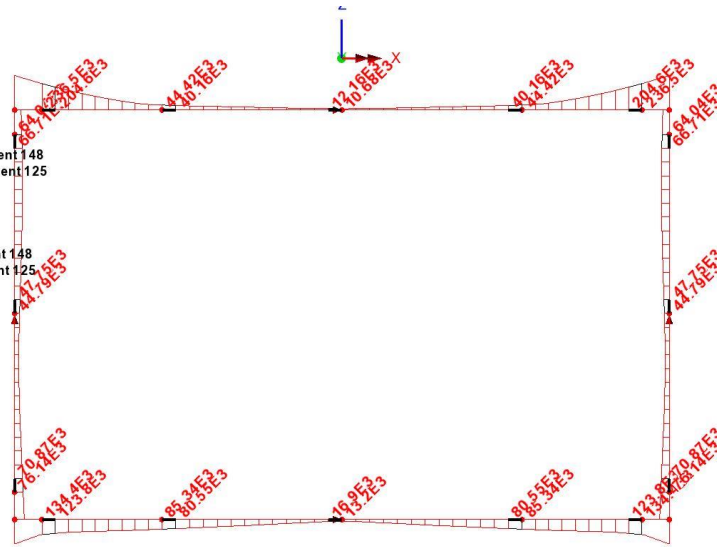


Andamento dell'azione assiale interna minima ( $F_{x,min}$  in N).



Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: My  
 Moving load - Group 1 (Max)

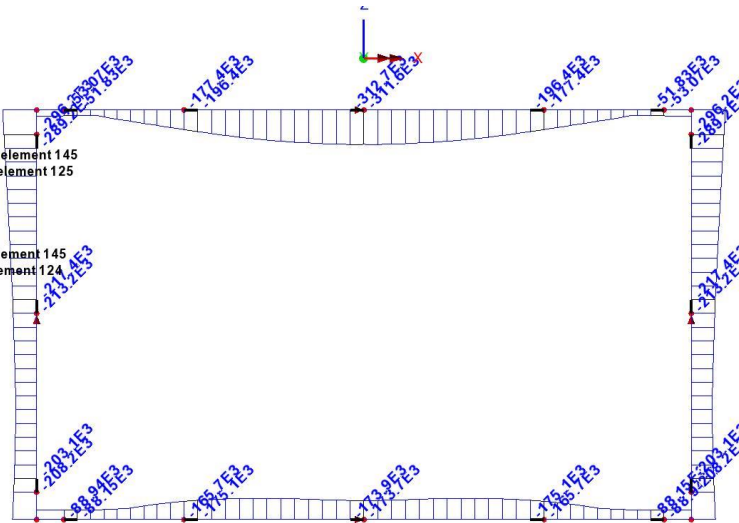
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: My (Units: N.m)  
 Diagram maximum 308.85E3 at Gauss point 1 of element 148  
 Diagram minimum 10.6815E3 at Gauss point 1 of element 125  
 Diagram scale: 1: 32.3781E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: My (Units: N.m)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum 308.85E3 at node 148 of element 148  
 Peak/value minimum 10.6815E3 at node 125 of element 125



Andamento dell'azione flettente interna massima ( $M_{y,max}$  in Nm).

Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: My  
 Moving load - Group 1 (Min)

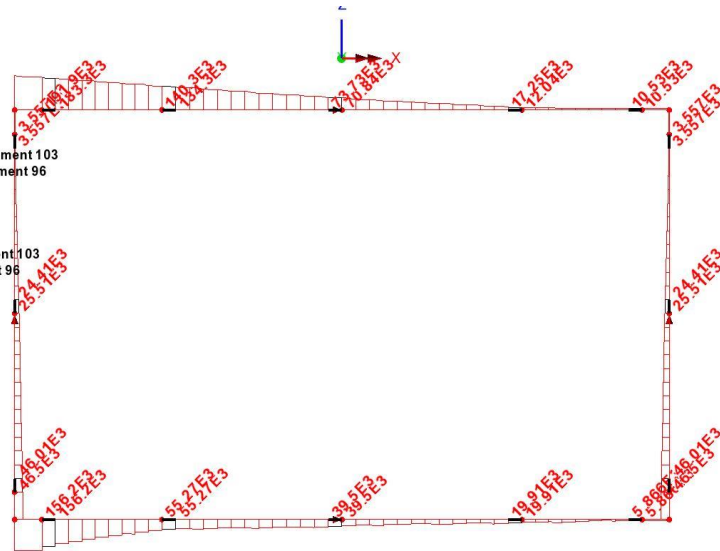
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: My (Units: N.m)  
 Diagram maximum -50.8192E3 at Gauss point 6 of element 145  
 Diagram minimum -313.021E3 at Gauss point 7 of element 125  
 Diagram scale: 1: 31.9467E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: My (Units: N.m)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum -51.0663E3 at node 145 of element 145  
 Peak/value minimum -312.733E3 at node 124 of element 124



Andamento dell'azione flettente interna minima ( $M_{y,min}$  in Nm).

Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: Fz  
 Moving load - Group 1 (Max)

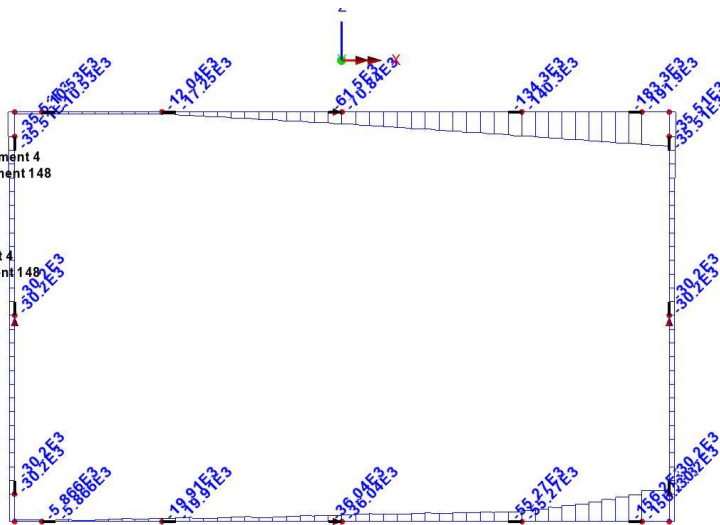
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Fz (Units: N)  
 Diagram maximum 202.031E3 at Gauss point 11 of element 103  
 Diagram minimum 3.55719E3 at Gauss point 11 of element 96  
 Diagram scale: 1: 49.4974E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: Fz (Units: N)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum 202.031E3 at node 102 of element 103  
 Peak/value minimum 3.55719E3 at node 97 of element 96



Andamento dell'azione tagliante interna massima ( $F_{z,max}$  in N).

Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: Fz  
 Moving load - Group 1 (Min)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Fz (Units: N)  
 Diagram maximum -4.01881E3 at Gauss point 1 of element 4  
 Diagram minimum -202.031E3 at Gauss point 1 of element 148  
 Diagram scale: 1: 49.4974E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: Fz (Units: N)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum -4.01881E3 at node 5 of element 4  
 Peak/value minimum -202.031E3 at node 148 of element 148



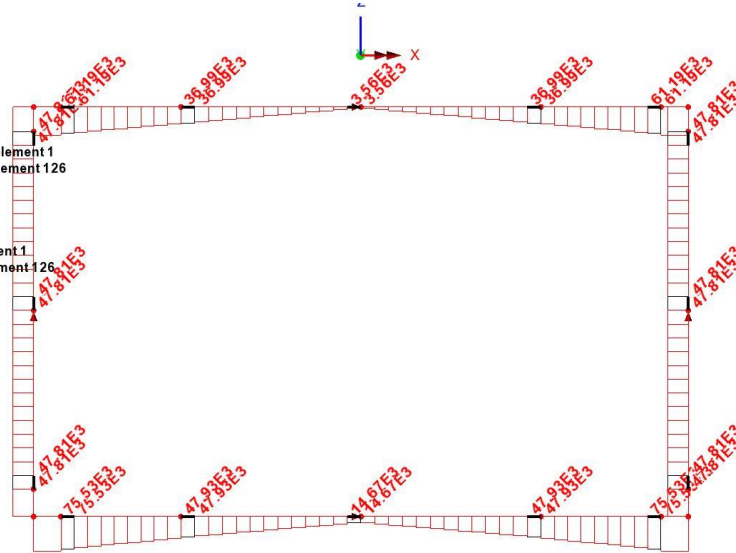
Andamento dell'azione tagliante interna minima ( $F_{z,min}$  in N).



### 3.5.6. Azioni interne dovute all'involuppo dei carichi da traffico di gruppo 2a

Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: Fx  
 Moving load - Group 2 (Max)

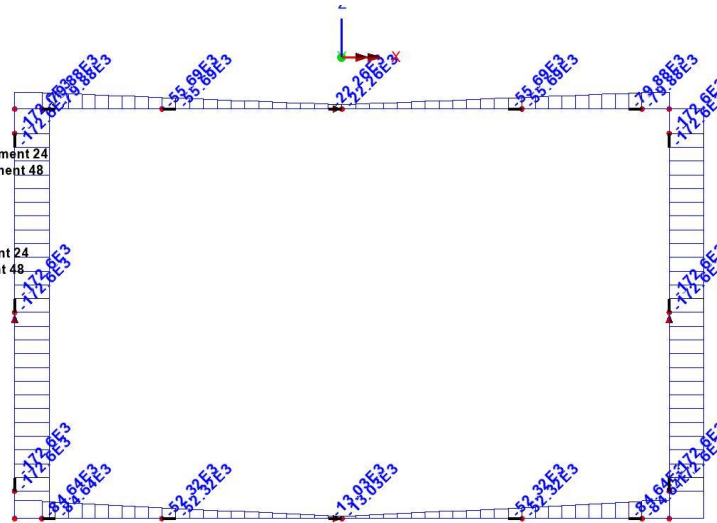
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Fx (Units: N)  
 Diagram maximum 80.3516E3 at Gauss point 1 of element 1  
 Diagram minimum 3.56015E3 at Gauss point 1 of element 126  
 Diagram scale: 1: 0.124453E-3  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: Fx (Units: N)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum 80.3516E3 at node 1 of element 1  
 Peak/value minimum 3.56015E3 at node 125 of element 126



Andamento dell'azione assiale interna massima ( $F_{x,max}$  in N).

Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: Fx  
 Moving load - Group 2 (Min)

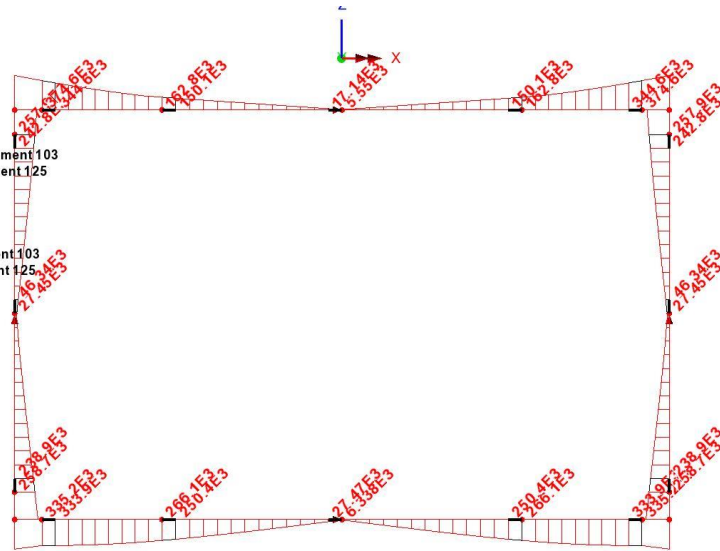
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Fx (Units: N)  
 Diagram maximum -13.0254E3 at Gauss point 1 of element 24  
 Diagram minimum -172.599E3 at Gauss point 1 of element 48  
 Diagram scale: 1: 57.9378E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: Fx (Units: N)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum -13.0254E3 at node 24 of element 24  
 Peak/value minimum -172.599E3 at node 49 of element 48



Andamento dell'azione assiale interna minima ( $F_{x,min}$  in N).

Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: My  
 Moving load - Group 2 (Max)

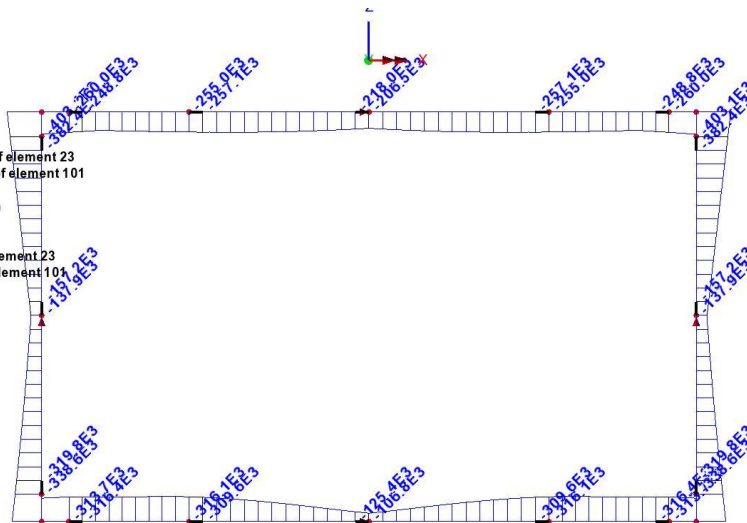
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: My (Units: N.m)  
 Diagram maximum 440.126E3 at Gauss point 11 of element 103  
 Diagram minimum 5.54981E3 at Gauss point 1 of element 125  
 Diagram scale: 1: 22.7208E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: My (Units: N.m)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum 440.126E3 at node 102 of element 103  
 Peak/value minimum 5.54981E3 at node 125 of element 125



Andamento dell'azione flettente interna massima ( $M_{y,max}$  in Nm).

Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: My  
 Moving load - Group 2 (Min)

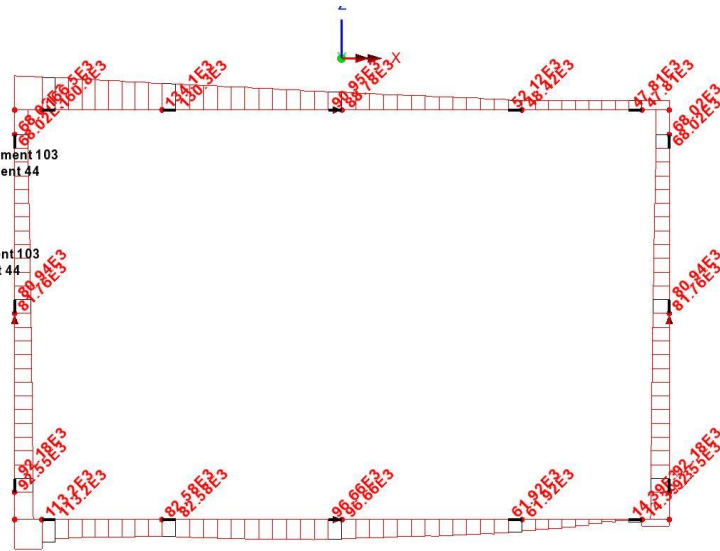
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: My (Units: N.m)  
 Diagram maximum -106.778E3 at Gauss point 1 of element 23  
 Diagram minimum -440.126E3 at Gauss point 11 of element 101  
 Diagram scale: 1: 22.7208E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: My (Units: N.m)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum -106.778E3 at node 24 of element 23  
 Peak/value minimum -440.126E3 at node 102 of element 101



Andamento dell'azione flettente interna minima ( $M_{y,min}$  in Nm).

Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: Fz  
 Moving load - Group 2 (Max)

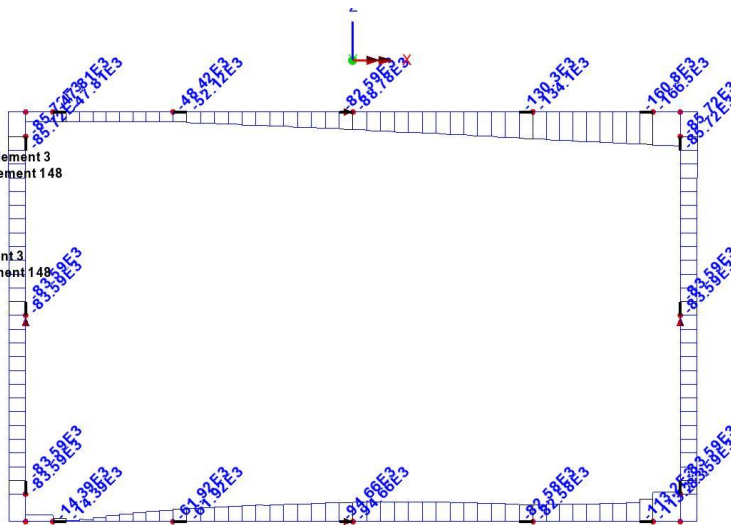
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Fz (Units: N)  
 Diagram maximum 172.599E3 at Gauss point 11 of element 103  
 Diagram minimum 5.33572E3 at Gauss point 1 of element 44  
 Diagram scale: 1: 57.9378E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: Fz (Units: N)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum 172.599E3 at node 102 of element 103  
 Peak/value minimum 5.33572E3 at node 44 of element 44



Andamento dell'azione tagliante interna massima ( $F_{z,max}$  in N).

Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: Fz  
 Moving load - Group 2 (Min)

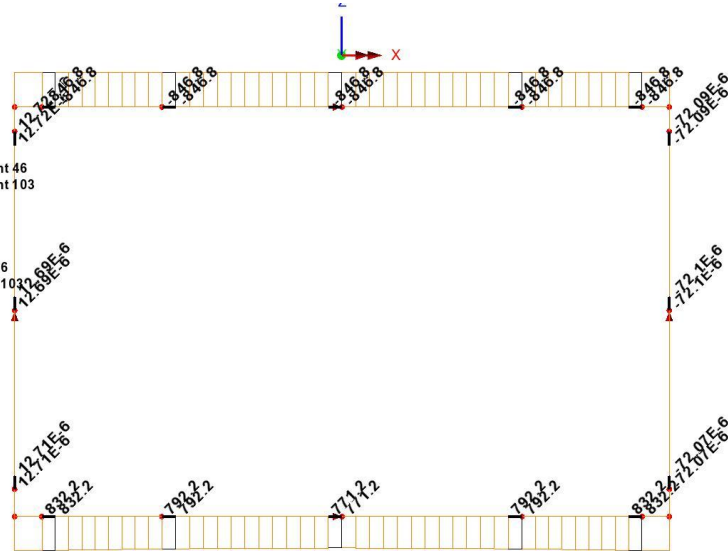
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Fz (Units: N)  
 Diagram maximum -5.33572E3 at Gauss point 1 of element 3  
 Diagram minimum -172.599E3 at Gauss point 1 of element 148  
 Diagram scale: 1: 57.9378E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: Fz (Units: N)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum -5.33572E3 at node 3 of element 3  
 Peak/value minimum -172.599E3 at node 148 of element 148



Andamento dell'azione tagliante interna minima ( $F_{z,min}$  in N).

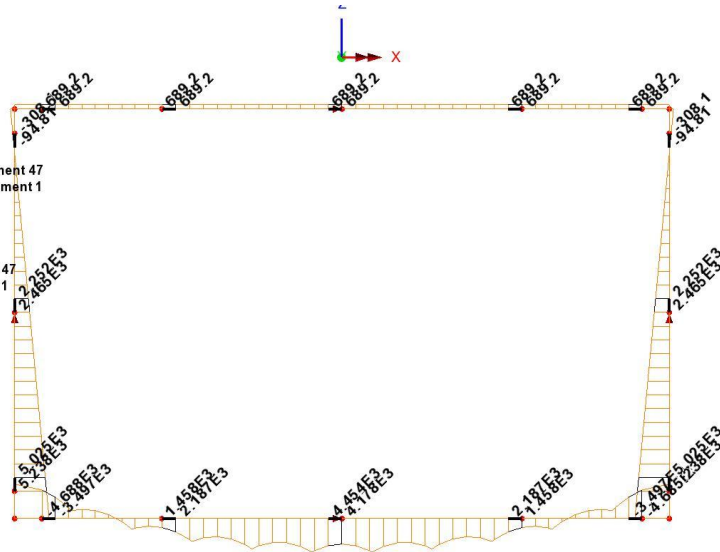
### 3.5.7. Azioni interne dovute ai carichi accidentali posti sulla soletta inferiore

Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Analysis: Analysis 1  
 Loadcase: 79:Live load  
 Results file: Scatolare 11x6-Analysis 1.mys  
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component:  $F_x$  (Units: N)  
 Diagram maximum 840.922 at Gauss point 1 of element 46  
 Diagram minimum -846.803 at Gauss point 1 of element 103  
 Diagram scale: 1: 0.0118091  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component:  $F_x$  (Units: N)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum 840.922 at node 46 of element 46  
 Peak/value minimum -846.803 at node 102 of element 103



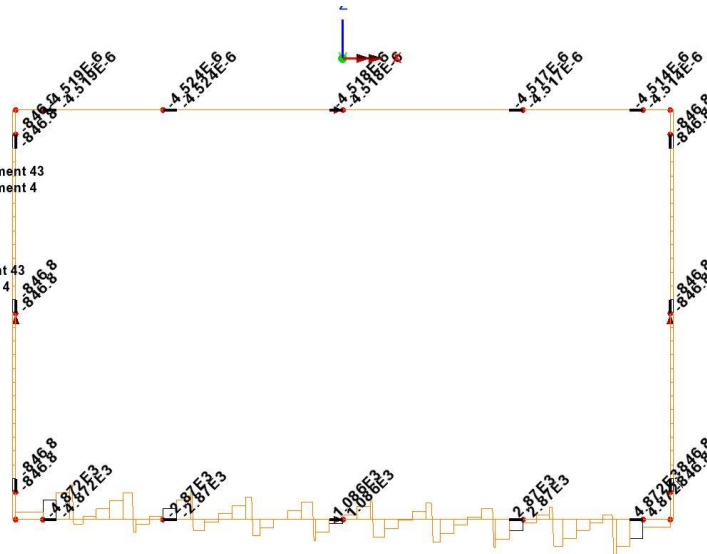
Andamento dell'azione assiale interna ( $F_x$  in N).

Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Analysis: Analysis 1  
 Loadcase: 79:Live load  
 Results file: Scatolare 11x6-Analysis 1.mys  
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component:  $M_y$  (Units: N.m)  
 Diagram maximum 5.66182E3 at Gauss point 1 of element 47  
 Diagram minimum -5.66182E3 at Gauss point 11 of element 1  
 Diagram scale: 1: 1.76622E-3  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component:  $M_y$  (Units: N.m)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum 5.66182E3 at node 1 of element 47  
 Peak/value minimum -5.66182E3 at node 1 of element 1



Andamento dell'azione flettente interna ( $M_y$  in Nm).

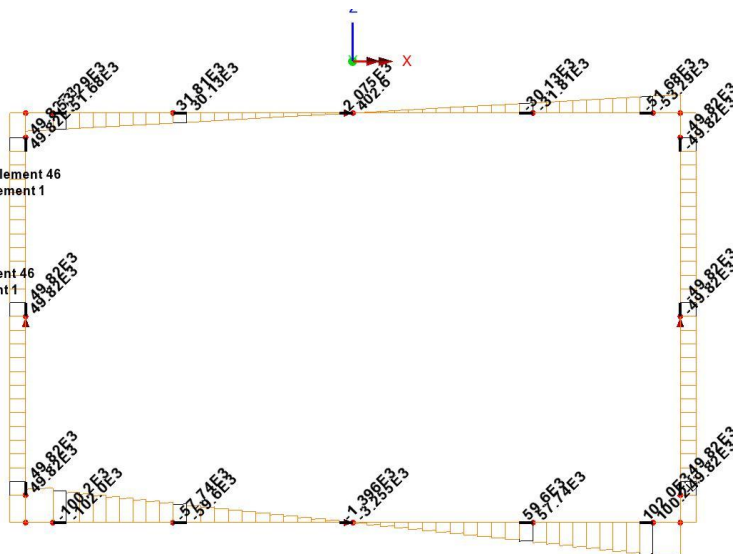
Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Analysis: Analysis 1  
 Loadcase: 79: Live load  
 Results file: Scatolare 11x6-Analysis 1.mys  
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Fz (Units: N)  
 Diagram maximum 8.74445E3 at Gauss point 1 of element 43  
 Diagram minimum -8.74445E3 at Gauss point 9 of element 4  
 Diagram scale: 1: 1.14358E-3  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: Fz (Units: N)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum 8.74445E3 at node 44 of element 43  
 Peak/value minimum -8.74445E3 at node 4 of element 4



Andamento dell'azione tagliante interna ( $F_z$  in N).

### 3.5.8. Azioni interne dovute ai contributi inerziali

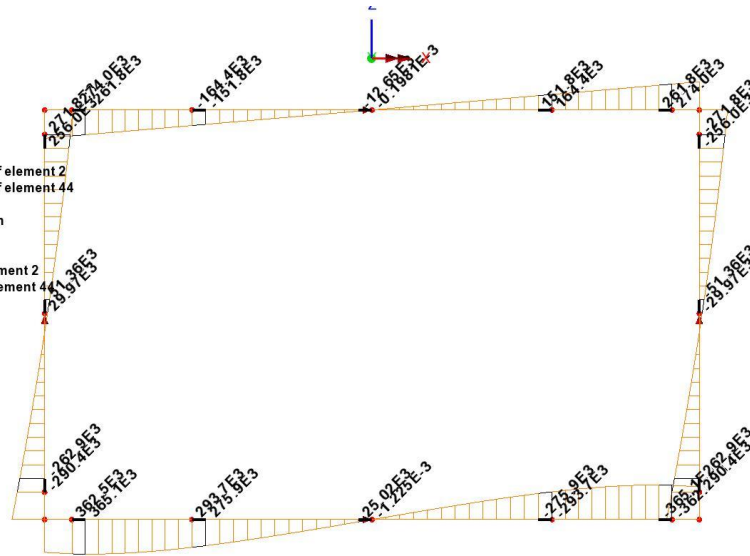
Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Analysis: Analysis 1  
 Loadcase: 13: Inertia contributions  
 Results file: Scatolare 11x6-Analysis 1.mys  
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Fx (Units: N)  
 Diagram maximum 110.333E3 at Gauss point 11 of element 46  
 Diagram minimum -110.333E3 at Gauss point 1 of element 1  
 Diagram scale: 1: 90.6344E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: Fx (Units: N)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum 110.333E3 at node 46 of element 46  
 Peak/value minimum -110.333E3 at node 2 of element 1



Andamento dell'azione assiale interna ( $F_x$  in N).

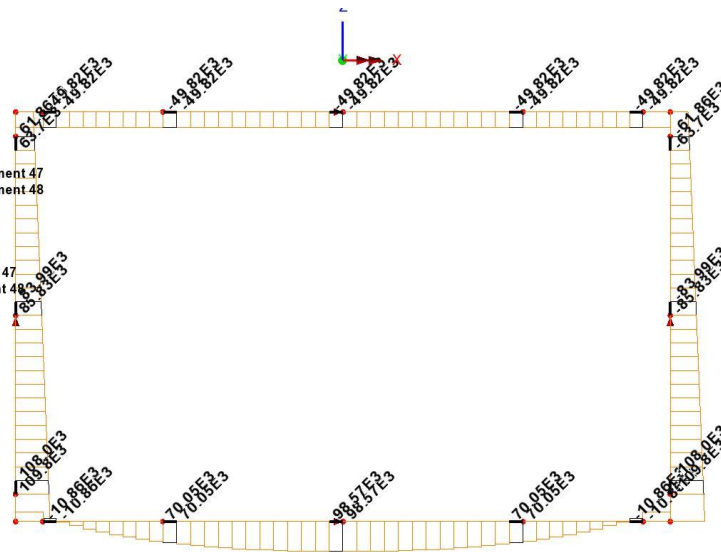


Scale: 1: 63.2059  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Analysis: Analysis 1  
Loadcase: 13:Inertia contributions  
Results file: Scatolare 11x6-Analysis 1.mys  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: My (Units: N.m)  
Diagram maximum 365.129E3 at Gauss point 1 of element 2  
Diagram minimum -365.129E3 at Gauss point 1 of element 44  
Diagram scale: 1: 27.3876E-6  
Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Peak/value component: My (Units: N.m)  
Peak range(%): 10.0  
Peak/value maximum 365.129E3 at node 3 of element 2  
Peak/value minimum -365.129E3 at node 45 of element 44



Andamento dell'azione flettente interna ( $M_y$  in Nm).

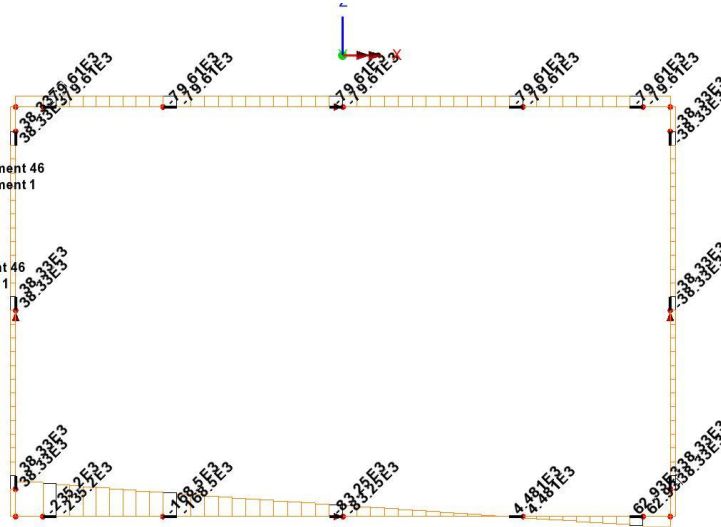
Scale: 1: 63.2059  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Analysis: Analysis 1  
Loadcase: 13:Inertia contributions  
Results file: Scatolare 11x6-Analysis 1.mys  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Fz (Units: N)  
Diagram maximum 113.463E3 at Gauss point 1 of element 47  
Diagram minimum -113.463E3 at Gauss point 1 of element 48  
Diagram scale: 1: 88.1344E-6  
Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Peak/value component: Fz (Units: N)  
Peak range(%): 10.0  
Peak/value maximum 113.463E3 at node 1 of element 47  
Peak/value minimum -113.463E3 at node 47 of element 48



Andamento dell'azione tagliante interna ( $F_z$  in N).

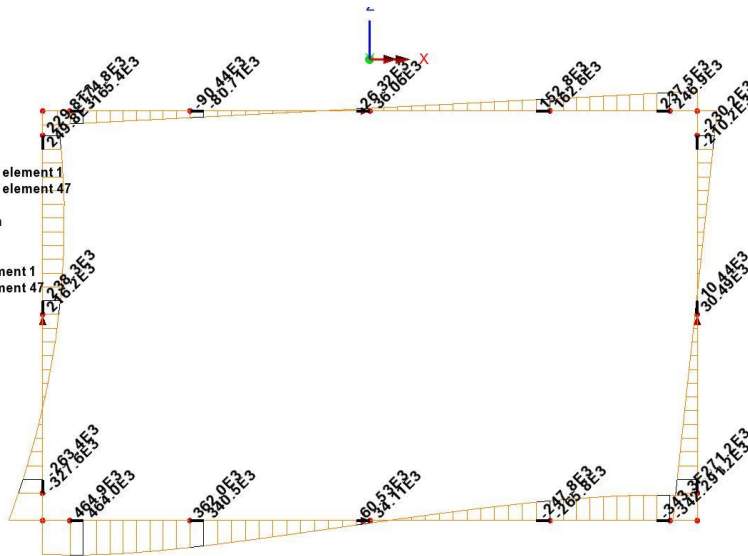
### 3.5.9. Azioni interne dovute alle spinte sismiche delle terre

Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Analysis: Analysis 1  
 Loadcase: 11: Seismic soil pressure  
 Results file: Scatolare 11x6-Analysis 1.mys  
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Fx (Units: N)  
 Diagram maximum 72.9055E3 at Gauss point 1 of element 46  
 Diagram minimum -246.987E3 at Gauss point 1 of element 1  
 Diagram scale: 1: 40.4879E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: Fx (Units: N)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum 72.9055E3 at node 46 of element 46  
 Peak/value minimum -246.987E3 at node 1 of element 1



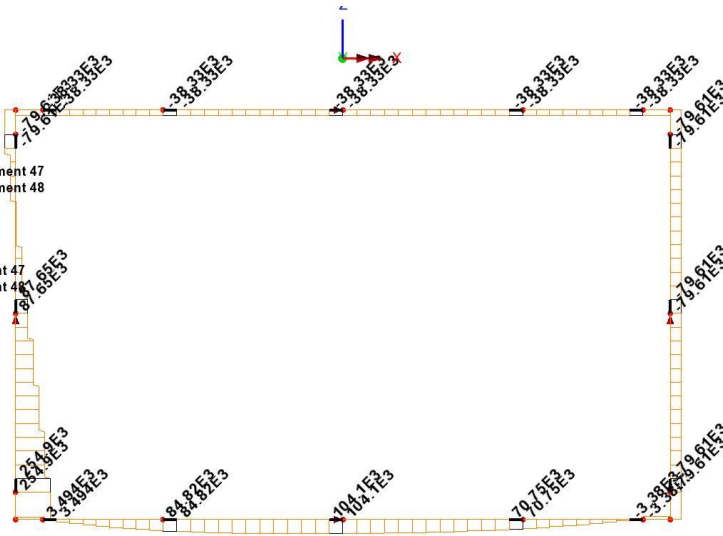
Andamento dell'azione assiale interna ( $F_x$  in N).

Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Analysis: Analysis 1  
 Loadcase: 11: Seismic soil pressure  
 Results file: Scatolare 11x6-Analysis 1.mys  
 Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: My (Units: N.m)  
 Diagram maximum 464.889E3 at Gauss point 1 of element 1  
 Diagram minimum -455.071E3 at Gauss point 1 of element 47  
 Diagram scale: 1: 21.5105E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: My (Units: N.m)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum 464.889E3 at node 2 of element 1  
 Peak/value minimum -455.071E3 at node 1 of element 47



Andamento dell'azione flettente interna ( $M_y$  in Nm).

Scale: 1: 63.2059  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Analysis: Analysis 1  
Loadcase: 11: Seismic soil pressure  
Results file: Scatolare 11x6-Analysis 1.mys  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Fz (Units: N)  
Diagram maximum 254.907E3 at Gauss point 1 of element 47  
Diagram minimum -79.6082E3 at Gauss point 1 of element 48  
Diagram scale: 1: 39.2299E-6  
Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Peak/value component: Fz (Units: N)  
Peak range(%): 10.0  
Peak/value maximum 254.907E3 at node 48 of element 47  
Peak/value minimum -79.6082E3 at node 49 of element 48

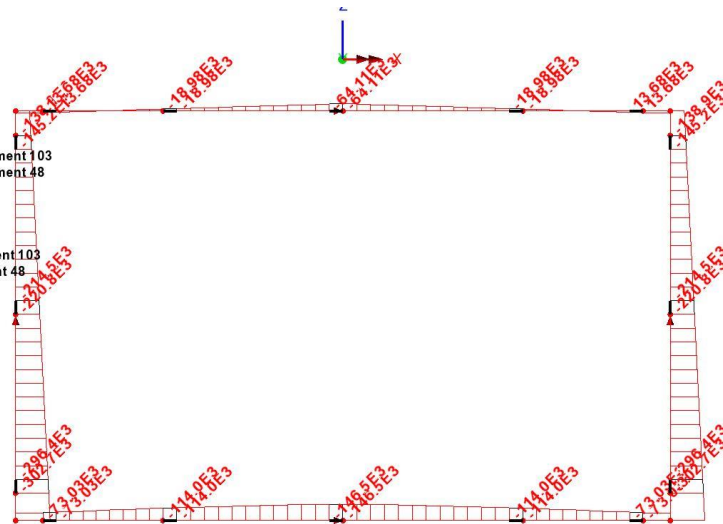


Andamento dell'azione tagliante interna ( $F_z$  in N).

### 3.5.10. Azioni interne per la combinazione SLU (STR)

Di seguito vengono riportate l'andamento delle sollecitazioni interne per le combinazioni di carico agli stati limite ultimi (SLU-STR).

Scale: 1: 63.2059  
Zoom: 100.0  
Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
Linear/dynamic analysis  
Combining on: Fx  
U.L.S. STR - Env (Max)  
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Diagram component: Fx (Units: N)  
Diagram maximum 19.1984E3 at Gauss point 1 of element 103  
Diagram minimum -315.173E3 at Gauss point 1 of element 48  
Diagram scale: 1: 31.7286E-6  
Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
Peak/value component: Fx (Units: N)  
Peak range(%): 10.0  
Peak/value maximum 19.1984E3 at node 102 of element 103  
Peak/value minimum -315.173E3 at node 47 of element 48

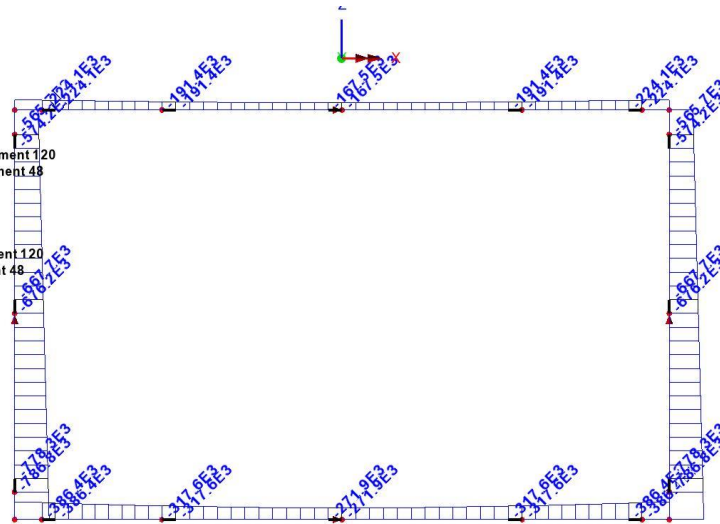


Andamento dell'azione assiale interna ( $F_{x,max}$  in N).



Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: Fx  
 U.L.S. STR - Env (Min)

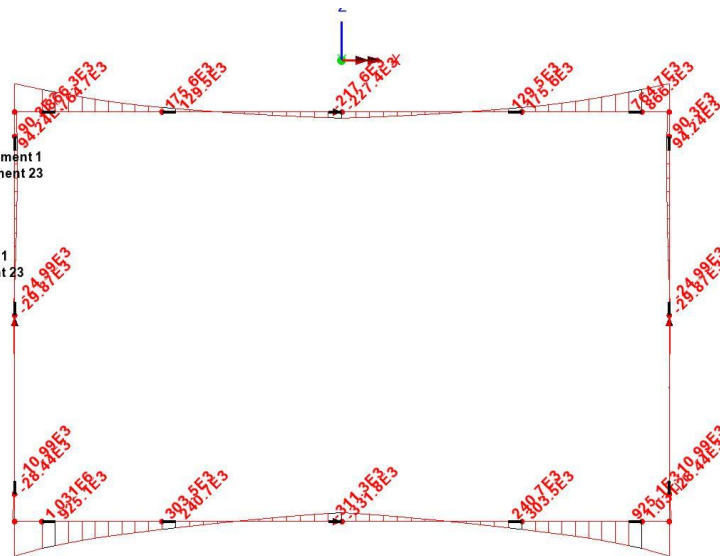
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Fx (Units: N)  
 Diagram maximum -167.507E3 at Gauss point 1 of element 120  
 Diagram minimum -803.648E3 at Gauss point 1 of element 48  
 Diagram scale: 1: 12.4433E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: Fx (Units: N)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum -167.507E3 at node 119 of element 120  
 Peak/value minimum -803.648E3 at node 47 of element 48



Andamento dell'azione assiale interna ( $F_{x,min}$  in N).

Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: My  
 U.L.S. STR - Env (Max)

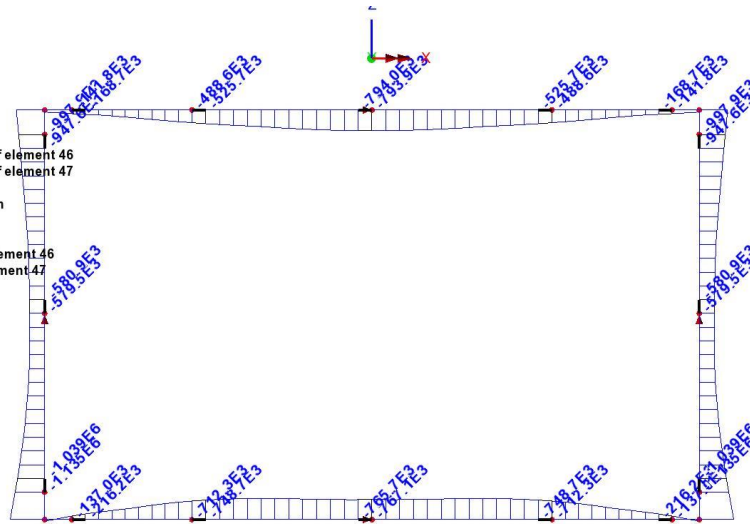
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: My (Units: N.m)  
 Diagram maximum 1.32576E6 at Gauss point 11 of element 1  
 Diagram minimum -331.781E3 at Gauss point 1 of element 23  
 Diagram scale: 1: 7.54283E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: My (Units: N.m)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum 1.32576E6 at node 1 of element 1  
 Peak/value minimum -331.781E3 at node 24 of element 23



Andamento dell'azione flettente interna ( $M_{y,max}$  in Nm).

Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: My  
 U.L.S. STR - Env (Min)

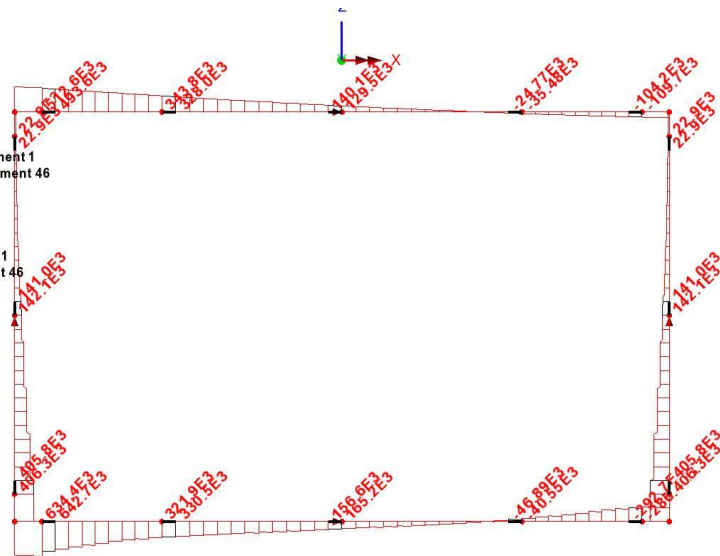
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: My (Units: N.m)  
 Diagram maximum 63.0778E3 at Gauss point 1 of element 46  
 Diagram minimum -1.32576E6 at Gauss point 1 of element 47  
 Diagram scale: 1: 7.54283E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: My (Units: N.m)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum 63.0778E3 at node 47 of element 46  
 Peak/value minimum -1.32576E6 at node 1 of element 47



Andamento dell'azione flettente interna ( $M_{y,min}$  in Nm).

Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: Fz  
 U.L.S. STR - Env (Max)

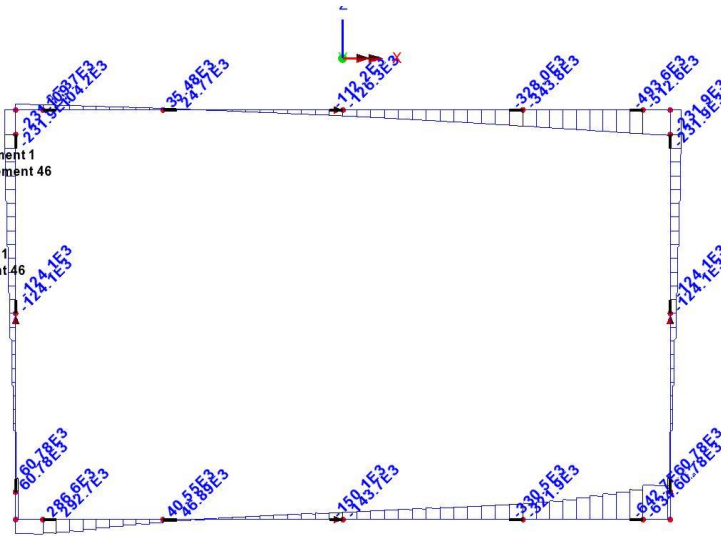
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Fz (Units: N)  
 Diagram maximum 740.408E3 at Gauss point 1 of element 1  
 Diagram minimum -311.665E3 at Gauss point 11 of element 46  
 Diagram scale: 1: 13.5061E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: Fz (Units: N)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum 740.408E3 at node 2 of element 1  
 Peak/value minimum -311.665E3 at node 46 of element 46



Andamento dell'azione tagliante interna ( $F_{z,max}$  in N).

Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: Fz  
 U.L.S. STR - Env (Min)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Fz (Units: N)  
 Diagram maximum 311.665E3 at Gauss point 1 of element 1  
 Diagram minimum -740.408E3 at Gauss point 11 of element 46  
 Diagram scale: 1: 13.5061E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: Fz (Units: N)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum 311.665E3 at node 2 of element 1  
 Peak/value minimum -740.408E3 at node 46 of element 46



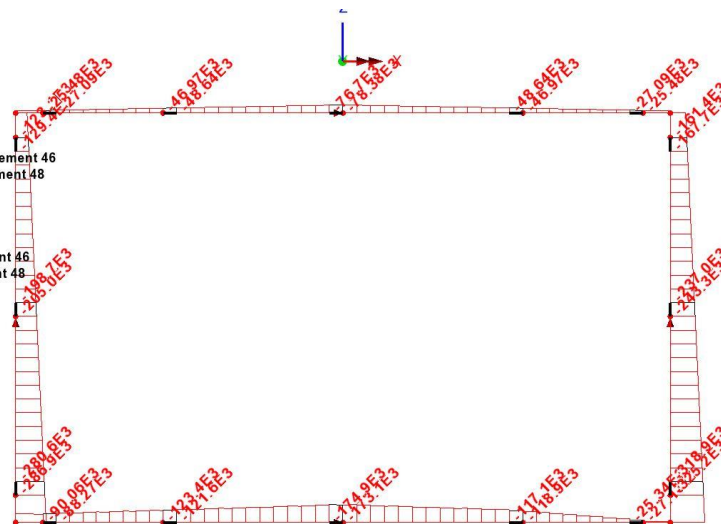
Andamento dell'azione tagliante interna ( $F_{z,min}$  in N).

### 3.5.11. Azioni interne per la combinazione Sismica

Di seguito vengono riportate l'andamento delle sollecitazioni interne per le combinazioni di carico agli stati limite ultimi SLU-Sisma.

Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: Fx  
 Seismic L.S. - Env (Max)

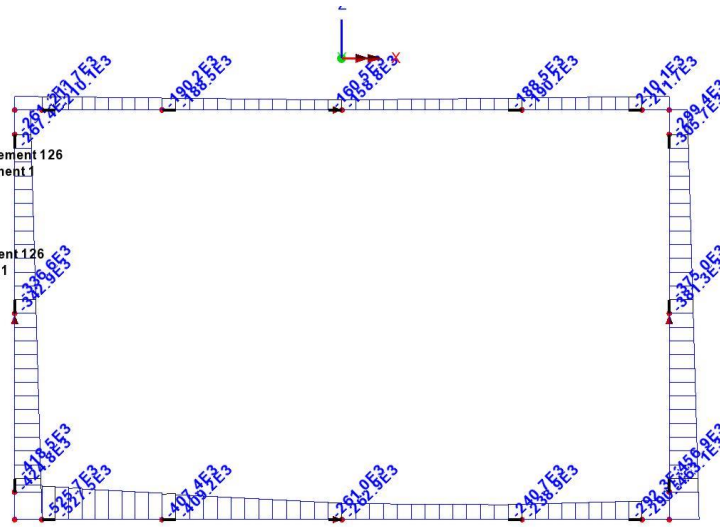
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Fx (Units: N)  
 Diagram maximum -9.04605E3 at Gauss point 11 of element 46  
 Diagram minimum -337.683E3 at Gauss point 1 of element 48  
 Diagram scale: 1: 29.6136E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: Fx (Units: N)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum -9.04605E3 at node 46 of element 46  
 Peak/value minimum -337.683E3 at node 47 of element 48



Andamento dell'azione assiale interna ( $F_{x,max}$  in N).

Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: Fx  
 Seismic L.S. - Env (Min)

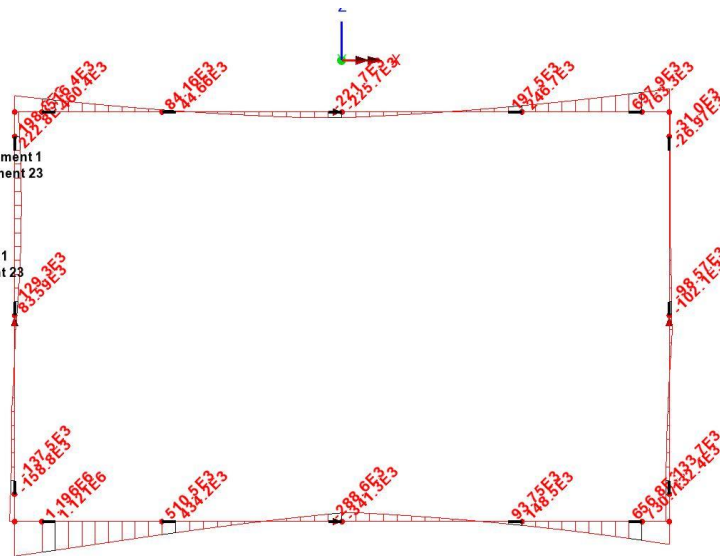
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Fx (Units: N)  
 Diagram maximum -158.789E3 at Gauss point 11 of element 126  
 Diagram minimum -549.606E3 at Gauss point 1 of element 1  
 Diagram scale: 1: 18.1949E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: Fx (Units: N)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum -158.789E3 at node 125 of element 126  
 Peak/value minimum -549.606E3 at node 2 of element 1



Andamento dell'azione assiale interna ( $F_{x,min}$  in N).

Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: My  
 Seismic L.S. - Env (Max)

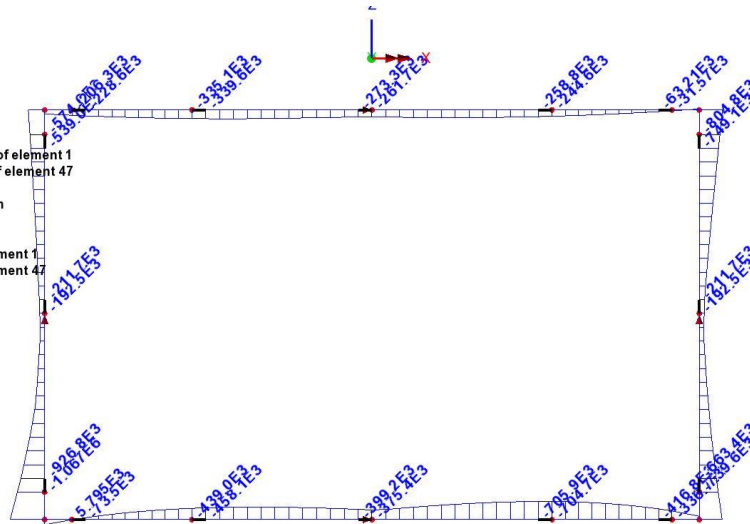
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: My (Units: N.m)  
 Diagram maximum 1.34729E6 at Gauss point 11 of element 1  
 Diagram minimum -341.291E3 at Gauss point 1 of element 23  
 Diagram scale: 1: 7.42233E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: My (Units: N.m)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum 1.34729E6 at node 1 of element 1  
 Peak/value minimum -341.291E3 at node 24 of element 23



Andamento dell'azione flettente interna ( $M_{y,max}$  in Nm).

Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: My  
 Seismic L.S. - Env (Min)

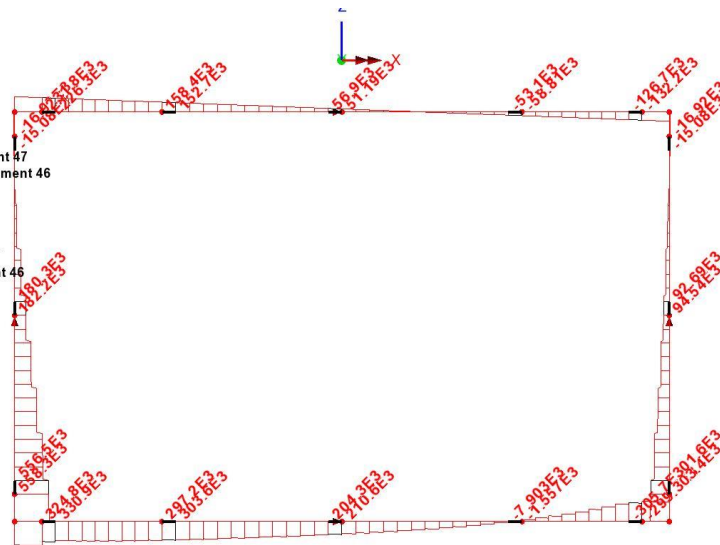
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: My (Units: N.m)  
 Diagram maximum 199.835E3 at Gauss point 11 of element 1  
 Diagram minimum -1.34729E6 at Gauss point 1 of element 47  
 Diagram scale: 1: 7.42233E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: My (Units: N.m)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum 199.835E3 at node 1 of element 1  
 Peak/value minimum -1.34729E6 at node 1 of element 47



Andamento dell'azione flettente interna ( $M_{y,min}$  in Nm).

Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: Fz  
 Seismic L.S. - Env (Max)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Fz (Units: N)  
 Diagram maximum 562.0E3 at Gauss point 1 of element 47  
 Diagram minimum -329.193E3 at Gauss point 11 of element 46  
 Diagram scale: 1: 17.7936E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: Fz (Units: N)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum 562.0E3 at node 1 of element 47  
 Peak/value minimum -329.193E3 at node 46 of element 46

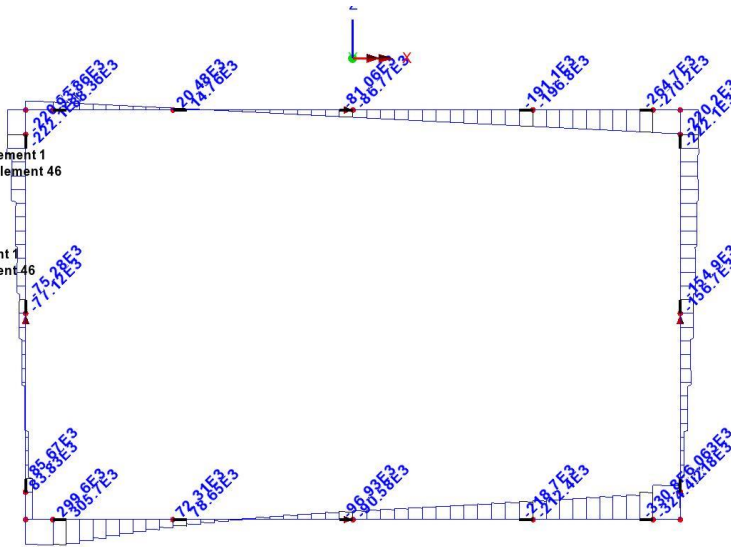


Andamento dell'azione tagliante interna ( $F_{z,max}$  in N).



Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: Fz  
 Seismic L.S. - Env (Min)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Fz (Units: N)  
 Diagram maximum 309.556E3 at Gauss point 1 of element 1  
 Diagram minimum -417.215E3 at Gauss point 11 of element 46  
 Diagram scale: 1: 23.9685E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: Fz (Units: N)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum 309.556E3 at node 2 of element 1  
 Peak/value minimum -417.215E3 at node 46 of element 46



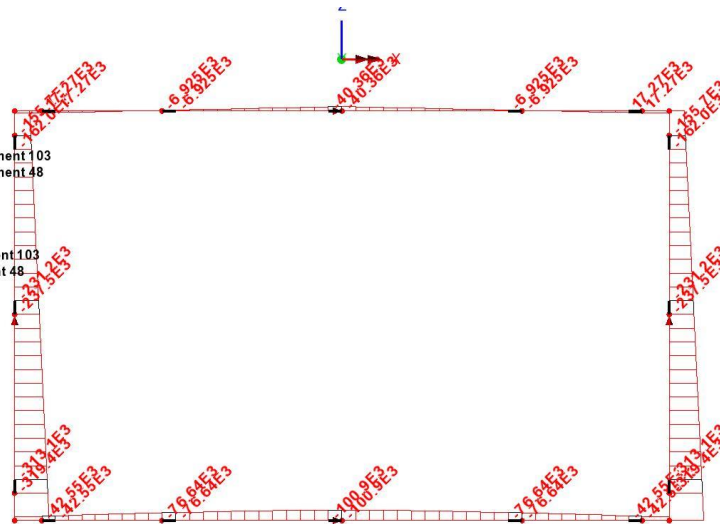
Andamento dell'azione tagliante interna ( $F_{z,min}$  in N).

### 3.5.12. Azioni interne per la combinazione SLE Rara

Di seguito vengono riportate l'andamento delle sollecitazioni interne per le combinazioni di carico agli stati limite di esercizio (Combinazione Rara).

Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: Fx  
 S.L.S. - Env (Max)

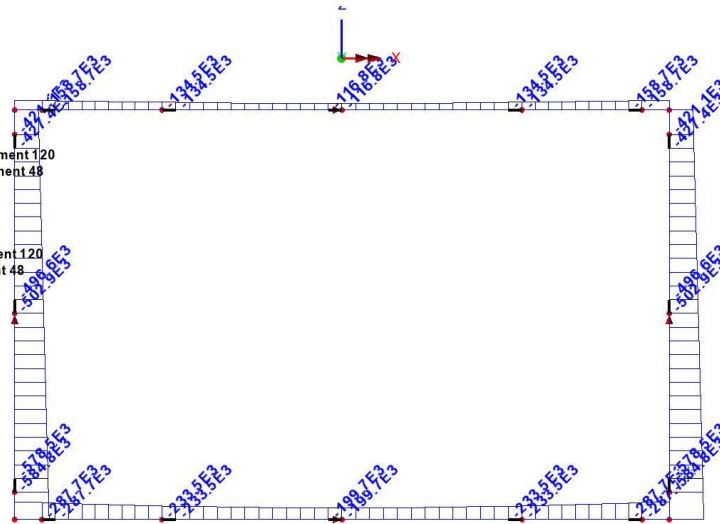
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Fx (Units: N)  
 Diagram maximum 21.3568E3 at Gauss point 1 of element 103  
 Diagram minimum -331.907E3 at Gauss point 1 of element 48  
 Diagram scale: 1: 30.1289E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: Fx (Units: N)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum 21.3568E3 at node 102 of element 103  
 Peak/value minimum -331.907E3 at node 47 of element 48



Andamento dell'azione assiale interna ( $F_{x,max}$  in N).

Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: Fx  
 S.L.S. - Env (Min)

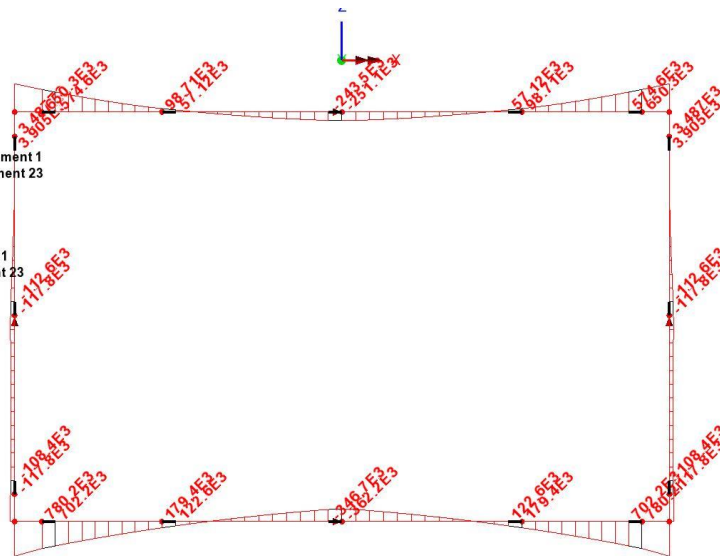
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Fx (Units: N)  
 Diagram maximum -116.777E3 at Gauss point 1 of element 120  
 Diagram minimum -597.313E3 at Gauss point 1 of element 48  
 Diagram scale: 1: 16.7416E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: Fx (Units: N)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum -116.777E3 at node 119 of element 120  
 Peak/value minimum -597.313E3 at node 47 of element 48



Andamento dell'azione assiale interna ( $F_{x,min}$  in N).

Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: My  
 S.L.S. - Env (Max)

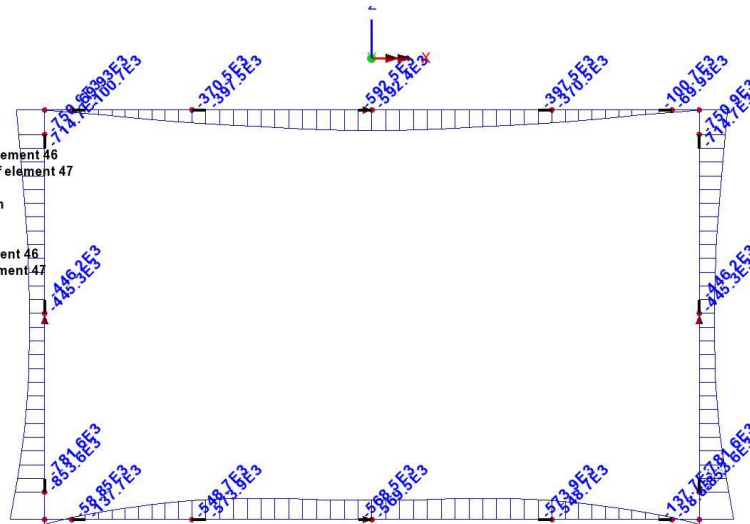
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: My (Units: N.m)  
 Diagram maximum 996.754E3 at Gauss point 11 of element 1  
 Diagram minimum -362.199E3 at Gauss point 1 of element 23  
 Diagram scale: 1: 10.0326E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: My (Units: N.m)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum 996.754E3 at node 1 of element 1  
 Peak/value minimum -362.199E3 at node 24 of element 23



Andamento dell'azione flettente interna ( $M_{y,max}$  in Nm).

Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: My  
 S.L.S. - Env (Min)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: My (Units: N.m)  
 Diagram maximum 136.4E3 at Gauss point 1 of element 46  
 Diagram minimum -996.754E3 at Gauss point 1 of element 47  
 Diagram scale: 1: 10.0326E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: My (Units: N.m)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum 136.4E3 at node 47 of element 46  
 Peak/value minimum -996.754E3 at node 1 of element 47



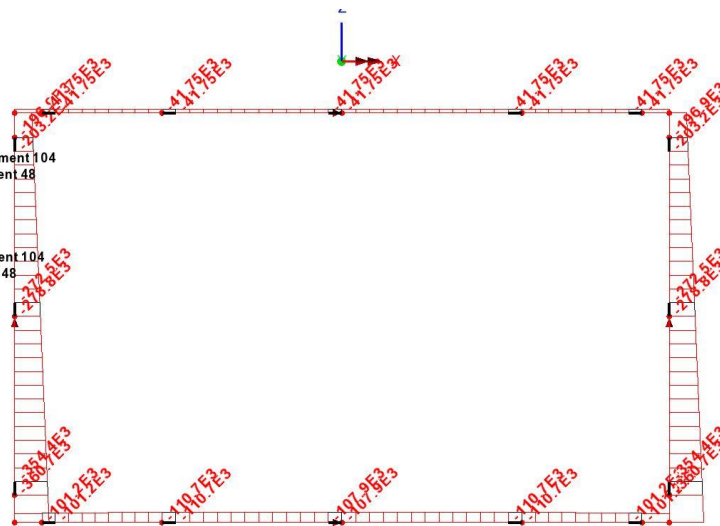
Andamento dell'azione flettente interna ( $M_{y,min}$  in Nm).

### 3.5.13. Azioni interne per la combinazione SLE Frequente

Di seguito vengono riportate l'andamento delle sollecitazioni interne per le combinazioni di carico agli stati limite di esercizio (Combinazione Frequente).

Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: Fx  
 S.L.S. - FREQUENT - Env (Max)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Fx (Units: N)  
 Diagram maximum -41.7495E3 at Gauss point 1 of element 104  
 Diagram minimum -373.18E3 at Gauss point 1 of element 48  
 Diagram scale: 1: 26.7967E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: Fx (Units: N)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum -41.7495E3 at node 103 of element 104  
 Peak/value minimum -373.18E3 at node 47 of element 48

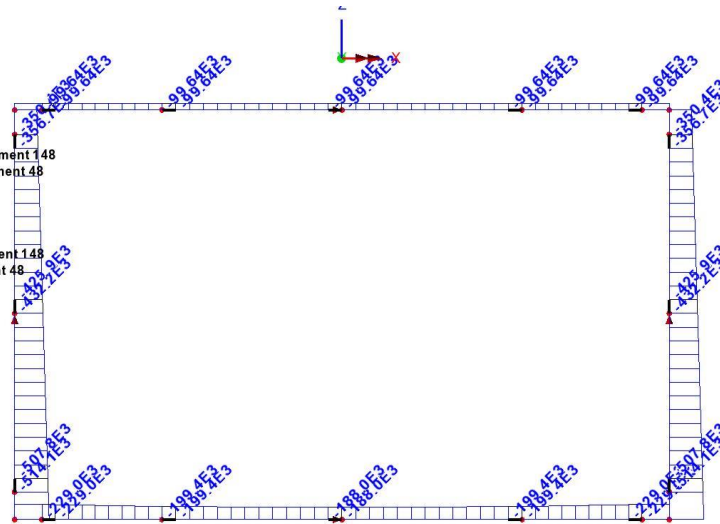


Andamento dell'azione assiale interna ( $F_{x,max}$  in N).



Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: Fx  
 S.L.S. - FREQUENT - Env (Min)

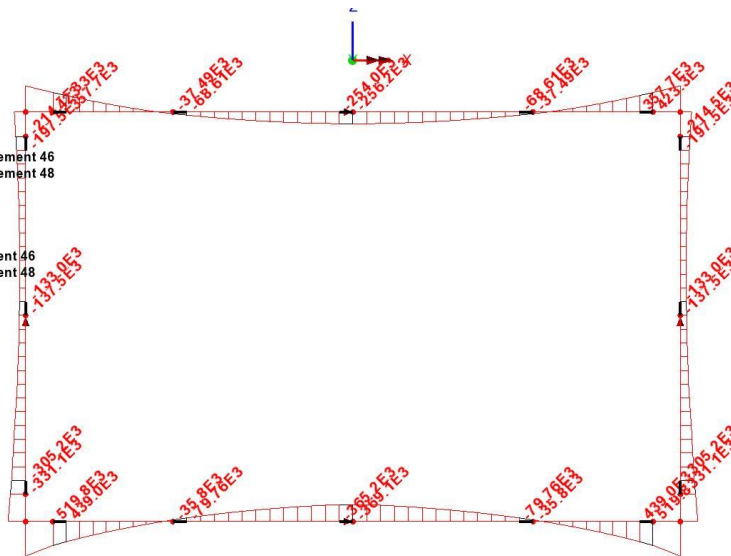
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Fx (Units: N)  
 Diagram maximum -99.6413E3 at Gauss point 1 of element 148  
 Diagram minimum -526.608E3 at Gauss point 1 of element 48  
 Diagram scale: 1: 18.9895E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: Fx (Units: N)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum -99.6413E3 at node 147 of element 148  
 Peak/value minimum -526.608E3 at node 47 of element 48



Andamento dell'azione assiale interna ( $F_{x,min}$  in N).

Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: My  
 S.L.S. - FREQUENT - Env (Max)

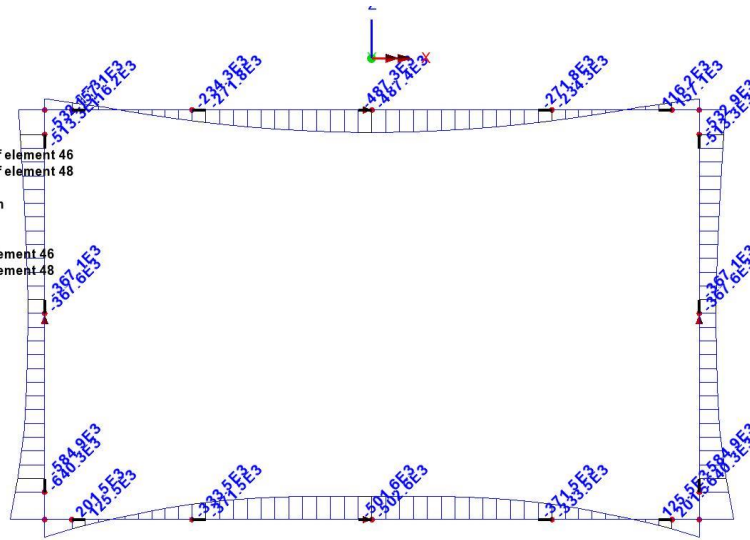
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: My (Units: N.m)  
 Diagram maximum 750.518E3 at Gauss point 1 of element 46  
 Diagram minimum -382.636E3 at Gauss point 1 of element 48  
 Diagram scale: 1: 13.3241E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: My (Units: N.m)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum 750.518E3 at node 47 of element 46  
 Peak/value minimum -382.636E3 at node 47 of element 48



Andamento dell'azione flettente interna ( $M_{y,max}$  in Nm).

Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: My  
 S.L.S. - FREQUENT - Env (Min)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: My (Units: N.m)  
 Diagram maximum 382.636E3 at Gauss point 1 of element 46  
 Diagram minimum -750.518E3 at Gauss point 1 of element 48  
 Diagram scale: 1: 13.3241E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: My (Units: N.m)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum 382.636E3 at node 47 of element 46  
 Peak/value minimum -750.518E3 at node 47 of element 48



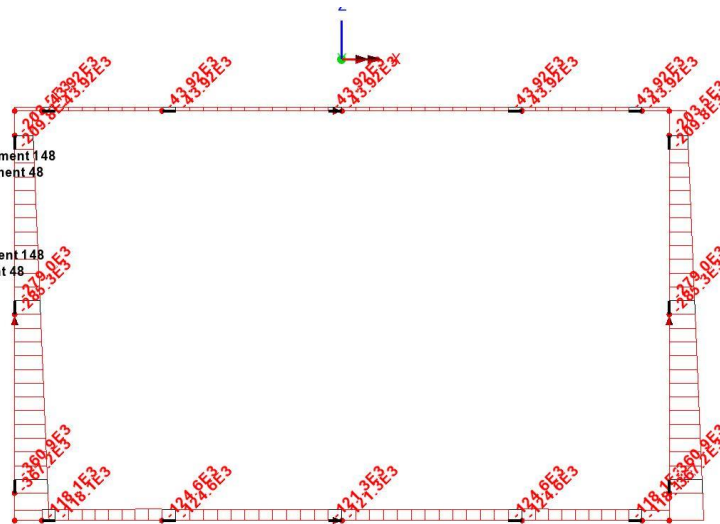
Andamento dell'azione flettente interna ( $M_{y,min}$  in Nm).

### 3.5.14. Azioni interne per la combinazione SLE Quasi permanente

Di seguito vengono riportate l'andamento delle sollecitazioni interne per le combinazioni di carico agli stati limite di esercizio (Combinazione Quasi permanente).

Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: Fx  
 S.L.S. - QUASI-PERMANENT - Env (Max)

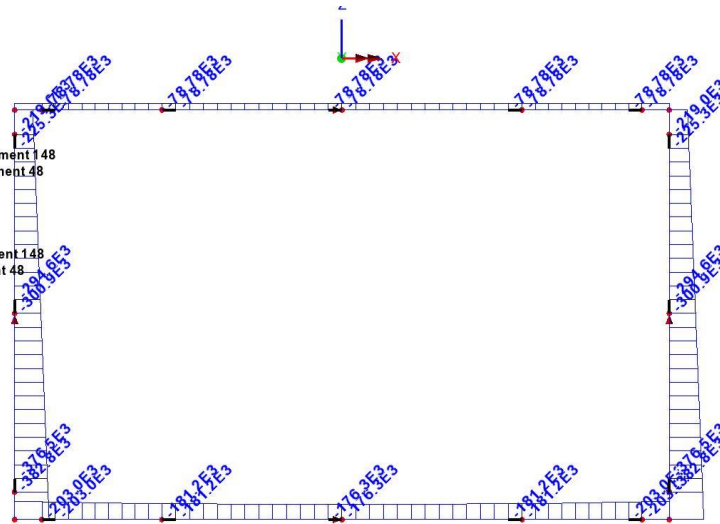
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Fx (Units: N)  
 Diagram maximum -43.9167E3 at Gauss point 1 of element 148  
 Diagram minimum -379.718E3 at Gauss point 1 of element 48  
 Diagram scale: 1: 26.3353E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: Fx (Units: N)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum -43.9167E3 at node 147 of element 148  
 Peak/value minimum -379.718E3 at node 47 of element 48



Andamento dell'azione assiale interna ( $F_{x,max}$  in N).

Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: Fx  
 S.L.S. - QUASI-PERMANENT - Env (Min)

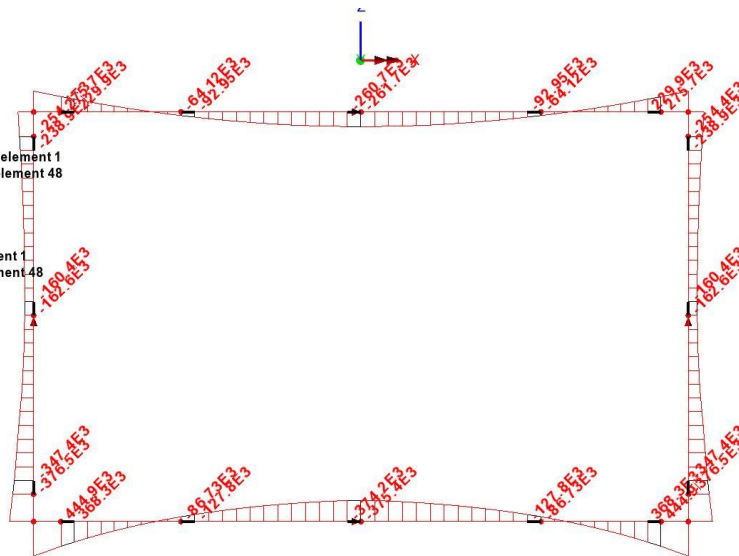
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: Fx (Units: N)  
 Diagram maximum -78.7782E3 at Gauss point 1 of element 148  
 Diagram minimum -395.282E3 at Gauss point 1 of element 48  
 Diagram scale: 1: 25.2984E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: Fx (Units: N)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum -78.7782E3 at node 147 of element 148  
 Peak/value minimum -395.282E3 at node 47 of element 48



Andamento dell'azione assiale interna ( $F_{x,min}$  in N).

Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: My  
 S.L.S. - QUASI-PERMANENT - Env (Max)

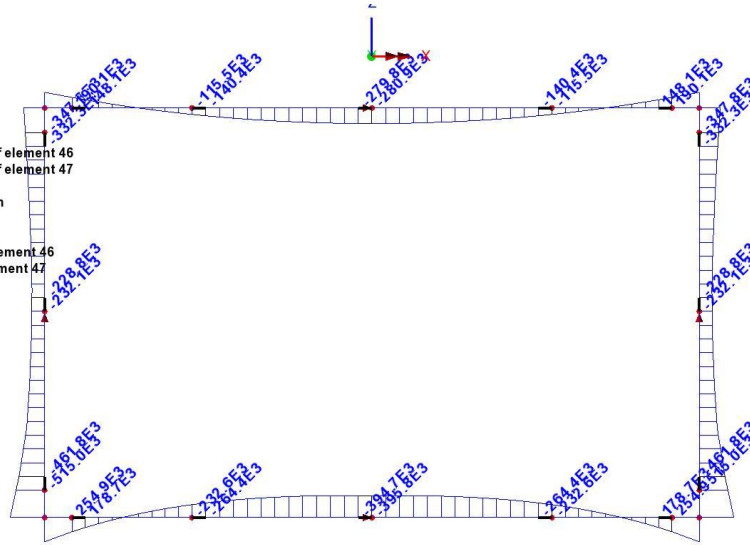
Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: My (Units: N.m)  
 Diagram maximum 620.499E3 at Gauss point 11 of element 1  
 Diagram minimum -434.373E3 at Gauss point 1 of element 48  
 Diagram scale: 1: 16.1161E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: My (Units: N.m)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum 620.499E3 at node 1 of element 1  
 Peak/value minimum -434.373E3 at node 47 of element 48



Andamento dell'azione flettente interna ( $M_{y,max}$  in Nm).

Scale: 1: 63.2059  
 Zoom: 100.0  
 Eye: (0.0, -1.0, 0.0)  
 Linear/dynamic analysis  
 Combining on: My  
 S.L.S. - QUASI-PERMANENT - Env (Min)

Diagram entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Diagram component: My (Units: N.m)  
 Diagram maximum 434.373E3 at Gauss point 1 of element 46  
 Diagram minimum -620.499E3 at Gauss point 1 of element 47  
 Diagram scale: 1: 16.1161E-6  
 Peak/value entity: Force/Moment - Thick 3D Beam  
 Peak/value component: My (Units: N.m)  
 Peak range(%): 10.0  
 Peak/value maximum 434.373E3 at node 47 of element 46  
 Peak/value minimum -620.499E3 at node 1 of element 47

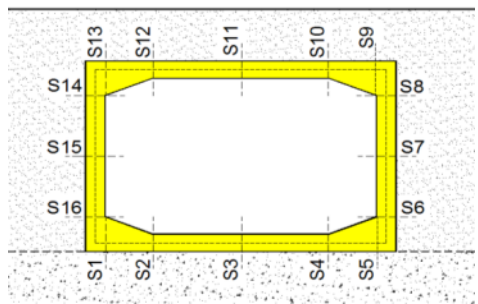


Andamento dell'azione flettente interna ( $M_{y,min}$  in Nm).

## 4. Verifiche strutturali

Per ciascun elemento strutturale considerato di volta in volta (solettone inferiore, solettone superiore e elevazioni) vengono considerate diverse sezioni di verifica. Per ciascuna di esse viene specificato il quantitativo di armatura predisposto, sulla base del quale vengono condotte le verifiche strutturali riportate nei paragrafi seguenti.

Di seguito si riporta la posizione e il nome delle sezioni considerate ai fini delle verifiche per ciascun elemento strutturale.

Elemento strutturale	Sezioni	Posizione	
Solettone inferiore	S1-S5	<i>in prossimità dei ritti di elevazione</i>	
	S2-S4	<i>a 1/5 della luce o a fine ringrosso</i>	
	S3	<i>in mezzeria</i>	
Solettone superiore	S9-S13	<i>in prossimità dei ritti di elevazione</i>	
	S10-S12	<i>a 1/5 della luce o a fine ringrosso</i>	
	S11	<i>in mezzeria</i>	
Ritti di elevazione	S6-S16	<i>all'attacco con il solettone inferiore</i>	
	S7-S15	<i>in mezzeria</i>	
	S8-14	<i>all'attacco con il solettone superiore</i>	

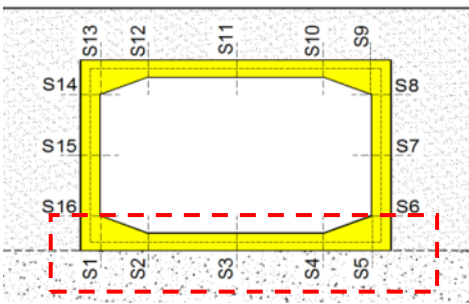
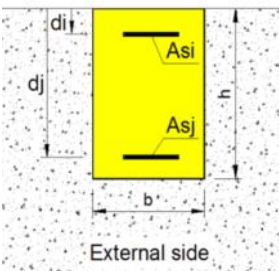
La disposizione delle armature negli elementi strutturali principali viene assunta simmetrica, tuttavia, a seguito di alcune combinazioni di carico non simmetriche, vengono verificate tutte le sezioni dello scatolare (S1-S16).

## 4.1. Riepilogo delle armature predisposte

Di seguito si riassumono le caratteristiche geometriche (Larghezza della sezione B e altezza della sezione H) e le armature assunte per il dimensionamento dei principali elementi strutturali (numero, diametro e posizione delle barre previste per l'elemento di lunghezza unitaria).

### 4.1.1. Solettone inferiore

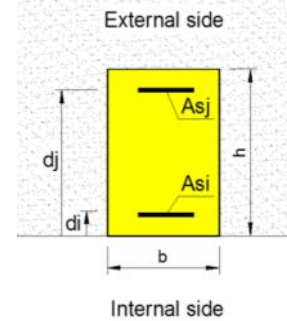
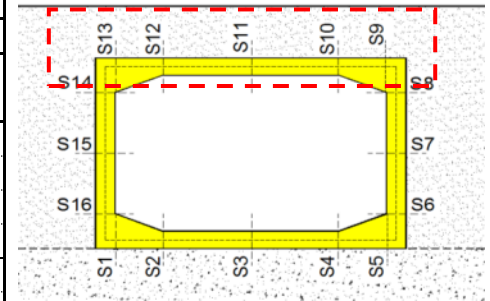
Solettone inferiore						
Sezione	Dimensioni		Armature			
	B (m)	H (m)	$d_i$ (mm)	$n_i$	$\phi_i$ (mm)	$A_{s_i}$ (mm <sup>2</sup> )
1	1.00	1.00	63	5	26	2 655
			931	10	26	5 309
			---	---	---	---
			---	---	---	---
2	1.00	1.00	63	5	26	2 655
			931	5	26	2 655
			---	---	---	---
			---	---	---	---
3	1.00	1.00	63	5	26	2 655
			931	5	26	2 655
			---	---	---	---
			---	---	---	---
4	1.00	1.00	63	5	26	2 655
			931	5	26	2 655
			---	---	---	---
			---	---	---	---
5	1.00	1.00	63	5	26	2 655
			931	10	26	5 309
			---	---	---	---
			---	---	---	---



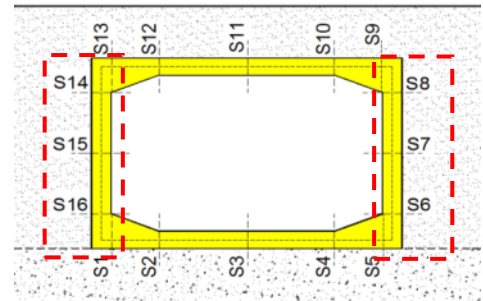
#### 4.1.2. Solettone superiore

Soletta superiore						
Sezione	Dimensioni		Armature			
	B (m)	H (m)	$d_i$ (mm)	$n_i$	$\phi_i$ (mm)	$A_{s_i}$ (mm <sup>2</sup> )
9	1.00	0.90	63	5	26	2 655
			831	10	26	5 309
			---	---	---	---
			---	---	---	---
10	1.00	0.90	63	5	26	2 655
			831	5	26	2 655
			---	---	---	---
			---	---	---	---
11	1.00	0.90	63	5	26	2 655
			831	5	26	2 655
			---	---	---	---
			---	---	---	---
12	1.00	0.90	63	5	26	2 655
			831	5	26	2 655
			---	---	---	---
			---	---	---	---
13	1.00	0.90	63	5	26	2 655
			831	10	26	5 309
			---	---	---	---
			---	---	---	---

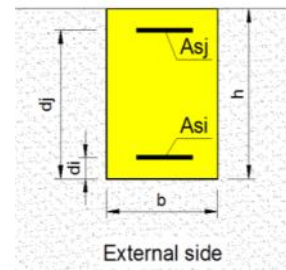


### 4.1.3. Ritti di elevazione

Ritti di destra e sinistra						
Sezione	Dimensioni		Armature			
	B (m)	H (m)	$d_i$ (mm)	$n_i$	$\phi_i$ (mm)	$As_i$ (mm <sup>2</sup> )
6	1.00	1.00	63	10	26	5 309
			931	5	26	2 655
			---	---	---	---
			---	---	---	---
7	1.00	1.00	63	5	26	2 655
			931	5	26	2 655
			---	---	---	---
			---	---	---	---
8	1.00	1.00	63	10	26	5 309
			931	5	26	2 655
			---	---	---	---
			---	---	---	---
14	1.00	1.00	63	10	26	5 309
			931	5	26	2 655
			---	---	---	---
			---	---	---	---
15	1.00	1.00	63	5	26	2 655
			931	5	26	2 655
			---	---	---	---
			---	---	---	---
16	1.00	1.00	63	10	26	5 309
			931	5	26	2 655
			---	---	---	---
			---	---	---	---



Internal side



External side



## 4.2. Verifiche di resistenza agli S.L.U. (STR e sisma)

### 4.2.1. S.L.U. per tensioni normali

La verifica di resistenza in condizioni ultime di una sezione presso-inflessa consiste nel soddisfacimento della seguente disuguaglianza:

$$\gamma = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}(N_{Ed})} \leq 1$$

Nei risultati riassunti di seguito verranno considerati i set di sollecitazioni derivanti dalla massimizzazione/minimizzazione delle sollecitazioni interne assiali ( $F_{x,max}$  e  $F_{x,min}$ ) e flettenti ( $M_{y,max}$  e  $M_{y,min}$ ) e per ciascuna di esse verranno calcolati i momenti resistenti ( $M_{Rd}$ ) associati all'azione assiale agente e alle caratteristiche geometriche e meccaniche specificate per la sezione in esame. La verifica si considera soddisfatta quando il coefficiente di sfruttamento (C.S.) risulta inferiore all'unità.

#### 4.2.1.1. Soletta inferiore

Di seguito si riportano le verifiche condotte in cui si indica con:

$N_{Ed}$  = azione assiale sollecitante espressa in kN

$M_{Ed}$  = azione flettente sollecitante espressa in kNm

$M_{Rd}$  = azione flettente resistente, funzione dell'azione assiale sollecitante, espressa in kNm

C.S. = coefficiente di sfruttamento paria al rapporto fra l'azione flettente sollecitante e quella resistente

VERIFICHE FLESSIONALE DI RESISTENZA ALLO STATO LIMITE ULTIMO (STR)																
Sezioni di verifica della SOLETTA INFERIORE																
Sez.	Combinazioni massimizzate e minimizzate															
	$F_{x,max}$				$F_{x,min}$				$M_{y,max}$				$M_{y,min}$			
	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$M_{Rd}$	C.S.	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$M_{Rd}$	C.S.	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$M_{Rd}$	C.S.	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$M_{Rd}$	C.S.
1	-73	-28	969	0.03	-386	1 005	2 020	0.50	-381	1 031	2 018	0.51	-83	-137	974	0.14
2	-114	-551	990	0.56	-318	165	1 077	0.15	-302	304	1 070	0.28	-146	-712	1 005	0.71
3	-146	-608	1 005	0.61	-272	-491	1 062	0.46	-258	-332	1 056	0.31	-159	-767	1 011	0.76
4	-114	-551	990	0.56	-318	165	1 077	0.15	-302	304	1 070	0.28	-146	-712	1 005	0.71

**VERIFICHE FLESSIONALE DI RESISTENZA ALLO STATO LIMITE ULTIMO (STR)**

**Sezioni di verifica della SOLETTA INFERIORE**

Sez.	Combinazioni massimizzate e minimizzate															
	$F_{x,max}$				$F_{x,min}$				$M_{y,max}$				$M_{y,min}$			
	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$M_{Rd}^*$	C.S.	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$M_{Rd}^*$	C.S.	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$M_{Rd}^*$	C.S.	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$M_{Rd}^*$	C.S.
5	-73	-28	969	0.03	-386	1 005	2 020	0.50	-381	1 031	2 018	0.51	-83	-137	974	0.14

\* Il momento resistente è dichiarato in valore assoluto, ma tiene conto della reale direzione di azione dello stesso.

Con riferimento ai coefficienti di sfruttamento mostrati in tabella le verifiche agli S.L.U. STR si ritengono **SODDISFATTE**.

**VERIFICHE FLESSIONALE DI RESISTENZA ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SISMA)**

**Sezioni di verifica della SOLETTA INFERIORE**

Sez.	Combinazioni massimizzate e minimizzate															
	$F_{x,max}$				$F_{x,min}$				$M_{y,max}$				$M_{y,min}$			
	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$M_{Rd}^*$	C.S.	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$M_{Rd}^*$	C.S.	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$M_{Rd}^*$	C.S.	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$M_{Rd}^*$	C.S.
1	-90	6	1 888	0.00	-526	1 196	2 082	0.57	-526	1 196	2 082	0.57	-90	6	1 888	0.00
2	-123	-439	995	0.44	-407	510	1 117	0.46	-407	510	1 117	0.46	-123	-439	995	0.44
3	-173	-375	1 017	0.37	-263	-341	1 058	0.32	-256	-341	1 055	0.32	-180	-375	1 020	0.37
4	-119	-705	993	0.71	-239	148	1 041	0.14	-239	148	1 041	0.14	-119	-705	993	0.71
5	-27	-337	949	0.35	-291	731	1 978	0.37	-291	731	1 978	0.37	-27	-337	949	0.35

\* Il momento resistente è dichiarato in valore assoluto, ma tiene conto della reale direzione di azione dello stesso.

Con riferimento ai coefficienti di sfruttamento mostrati in tabella le verifiche sismiche si ritengono **SODDISFATTE**.

#### 4.2.1.2. Soletta superiore

Di seguito si riportano le verifiche condotte in cui si indica con:

$N_{Ed}$  = azione assiale sollecitante espressa in kN

$M_{Ed}$  = azione flettente sollecitante espressa in kNm

$M_{Rd}$  = azione flettente resistente, funzione dell'azione assiale sollecitante, espressa in kNm

C.S. = coefficiente di sfruttamento paria al rapporto fra l'azione flettente sollecitante e quella resistente

VERIFICHE FLESSIONALE DI RESISTENZA ALLO STATO LIMITE ULTIMO (STR)																
Sezioni di verifica della SOLETTA SUPERIORE																
Sez.	Combinazioni massimizzate e minimizzate															
	$F_{x,max}$				$F_{x,min}$				$M_{y,max}$				$M_{y,min}$			
	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$M_{Rd}^*$	C.S.	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$M_{Rd}^*$	C.S.	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$M_{Rd}^*$	C.S.	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$M_{Rd}^*$	C.S.
9	14	15	1 639	0.01	-224	780	1 734	0.45	-192	866	1 722	0.50	-32	-142	848	0.17
10	-19	-399	845	0.47	-191	83	908	0.09	-162	176	897	0.28	-54	-489	859	0.57
11	-64	-391	863	0.45	-168	-680	905	0.75	-152	-227	898	0.25	-98	-794	877	0.91
12	-19	-299	845	0.35	-191	69	908	0.08	-162	176	897	0.20	-54	-489	859	0.57
13	14	14	1 639	0.01	-224	782	1 734	0.45	-192	866	1 722	0.50	-32	-142	848	0.17

\* Il momento resistente è dichiarato in valore assoluto, ma tiene conto della reale direzione di azione dello stesso.

Con riferimento ai coefficienti di sfruttamento mostrati in tabella le verifiche agli S.L.U. STR si ritengono **SODDISFATTE**.

VERIFICHE FLESSIONALE DI RESISTENZA ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SISMA)																
Sezioni di verifica della SOLETTA SUPERIORE																
Sez.	Combinazioni massimizzate e minimizzate															
	$F_{x,max}$				$F_{x,min}$				$M_{y,max}$				$M_{y,min}$			
	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$M_{Rd}^*$	C.S.	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$M_{Rd}^*$	C.S.	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$M_{Rd}^*$	C.S.	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$M_{Rd}^*$	C.S.
9	-25	-32	845	0.04	-212	763	1 729	0.44	-212	763	1 729	0.44	-25	-32	845	0.04
10	-47	-245	856	0.29	-190	247	908	0.27	-190	247	908	0.46	-47	-245	856	0.29
11	-78	-262	869	0.30	-159	-226	901	0.25	-159	-226	901	0.25	-78	-262	869	0.30
12	-47	-245	856	0.29	-190	-6	914	0.01	-111	84	876	0.10	-127	-335	888	0.38
13	-25	-32	845	0.04	-212	342	1 729	0.20	-132	516	1 698	0.30	-105	-206	877	0.24

\* Il momento resistente è dichiarato in valore assoluto, ma tiene conto della reale direzione di azione dello stesso.

Con riferimento ai coefficienti di sfruttamento mostrati in tabella le verifiche sismiche si ritengono **SODDISFATTE**.

#### 4.2.1.3. Ritti di elevazione

Di seguito si riportano le verifiche condotte in cui si indica con:

$N_{Ed}$  = azione assiale sollecitante espressa in kN

$M_{Ed}$  = azione flettente sollecitante espressa in kNm

$M_{Rd}$  = azione flettente resistente, funzione dell'azione assiale sollecitante, espressa in kNm

C.S. = coefficiente di sfruttamento paria al rapporto fra l'azione flettente sollecitante e quella resistente

VERIFICHE FLESSIONALE DI RESISTENZA ALLO STATO LIMITE ULTIMO (STR)																
Sezioni di verifica dei RITTI DI ELEVAZIONE																
Sez.	Combinazioni massimizzate e minimizzate															
	$F_{x,max}$				$F_{x,min}$				$M_{y,max}$				$M_{y,min}$			
	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$M_{Rd}$	C.S.	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$M_{Rd}$	C.S.	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$M_{Rd}$	C.S.	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$M_{Rd}$	C.S.
6	-303	-875	1 993	0.44	-787	-727	2 207	0.33	-447	-28	2 057	0.01	-616	-1 135	2 132	0.53
7	-221	-70	1 039	0.07	-676	-520	1 243	0.42	-286	-30	1 068	0.28	-620	-580	1 218	0.48
8	-139	90	993	0.09	-566	-740	2 109	0.35	-139	90	993	0.09	-479	-998	2 071	0.48
14	-139	90	993	0.09	-566	-739	2 109	0.35	-139	90	993	0.09	-479	-998	2 071	0.48
15	-221	-66	1 039	0.06	-676	-526	1 243	0.42	-286	-30	1 068	0.03	-620	-580	1 218	0.48
16	-303	-866	1 993	0.43	-787	-739	2 207	0.34	-447	-28	2 057	0.01	-616	-1 135	2 132	0.53

\* Il momento resistente è dichiarato in valore assoluto, ma tiene conto della reale direzione di azione dello stesso.

Con riferimento ai coefficienti di sfruttamento mostrati in tabella le verifiche agli S.L.U. STR si ritengono **SODDISFATTE**.

VERIFICHE FLESSIONALE DI RESISTENZA ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SISMA)																
Sezioni di verifica dei RITTI DI ELEVAZIONE																
Sez.	Combinazioni massimizzate e minimizzate															
	$F_{x,max}$				$F_{x,min}$				$M_{y,max}$				$M_{y,min}$			
	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$M_{Rd}$	C.S.	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$M_{Rd}$	C.S.	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$M_{Rd}$	C.S.	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$M_{Rd}$	C.S.
6	-325	-740	2 003	0.37	-463	132	1 139	0.12	-463	132	1 139	0.12	-325	-740	2 003	0.37
7	-243	-133	1 049	0.13	-381	-162	1 111	0.15	-282	-102	1 066	0.46	-343	-193	1 094	0.18
8	-161	-31	1 931	0.02	-299	-805	1 992	0.40	-161	-31	1 931	0.02	-299	-805	1 992	0.40
14	-123	199	986	0.20	-261	-575	1 975	0.29	-123	199	986	0.20	-261	-575	1 975	0.29
15	-205	84	1 026	0.08	-343	-193	1 094	0.18	-205	84	1 026	0.08	-343	-193	1 094	0.18
16	-287	-1 067	1 986	0.54	-425	-159	2 047	0.08	-425	-159	2 047	0.08	-287	-1 067	1 986	0.54

\* Il momento resistente è dichiarato in valore assoluto, ma tiene conto della reale direzione di azione dello stesso.

Con riferimento ai coefficienti di sfruttamento mostrati in tabella le verifiche sismiche si ritengono **SODDISFATTE**.

#### 4.2.2. S.L.U. per azioni taglianti

La verifica di resistenza a taglio in condizioni ultime (SLU-STR) di una sezione in c.a. consiste nel soddisfacimento della seguente disuguaglianza:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}$$

dove:

$V_{Ed}$  = azione tagliante sollecitante di calcolo, valutata sotto la combinazione SLU-STR;

$V_{Rd}$  = azione tagliante resistente.

Come già anticipato, la resistenza a taglio  $V_{Rd}$  viene dapprima calcolata con riferimento all'elemento privo di armatura resistente a taglio, ovvero si considera il contributo resistente a trazione del calcestruzzo e quello fornito dalle armature longitudinali tese (cfr. par. 3.4.2.5 della presente relazione).

Nel caso la verifica non risulti soddisfatta si procede al dimensionamento di un'armatura resistente a taglio e si considera come taglio resistente il minimo valore tra quello dato dalla resistenza di calcolo a "taglio trazione", riferita all'armatura dedicata, e quello dato dalla resistenza a taglio a "taglio compressione", associata al nucleo in calcestruzzo (cfr. par. 3.4.2.5).

Di seguito si riassumono le caratteristiche meccaniche a cui si è fatto riferimento nelle verifiche a taglio.

Caratteristiche di materiale		
$f_{ck} =$	32 [MPa]	Resistenza caratteristica cilindrica
$\alpha_{cc} =$	0.85 [-]	3.1.6(1)P + N.A.D.
$f_{yk} =$	450 [MPa]	Tensione caratteristica di snervamento
$\gamma_c =$	1.50 [-]	$\gamma_m$ del calcestruzzo
$\gamma_s =$	1.15 [-]	$\gamma_m$ dell'acciaio

#### 4.2.2.1. Soletta inferiore

VERIFICHE DI TAGLIO ALLO STATO LIMITE ULTIMO (STR)						
Sezioni di verifica della SOLETTA INFERIORE						
	Sezioni					Legenda:
	1	2	3	4	5	
$A_c$ [mm <sup>2</sup> ]	1 000 000	1 000 000	1 000 000	1 000 000	1 000 000	Area calcestruzzo
H [mm]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	Altezza della sezione
$b_w$ [mm]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	Larghezza sezione
d [mm]	960	960	960	960	960	Altezza utile sezione
z [mm]	864	864	8.95	864	864	Braccio coppia interna (0.9 d)
$A_{sI}$ [mm <sup>2</sup> ]	5 309	2 655	2 655	2 655	5 309	Armatura disposta al lembo teso
$C_{Rd,c}$	0	0	0	0	0	6.2.2(1), nota 1 + N.A.D.
$\rho_l$	0	0	0	0	0	$\min(A_{sI}/b_w d)$ ; 0.02 6.2.2(1)
k	1	1	1	1	1	$\min(1+(200/d)^{0.5}; 2)$ 6.2.2(1)
Verifica senza armature resistenti a taglio						
$V_{Ed}$ [kN]	634	322	165	322	634	Azione tagliante di progetto
$V_{Rd,c}$ [kN]	468	382	371	382	468	Azione tagliante resistente
<b>C.S.</b>	<b>1.35</b>	<b>0.84</b>	<b>0.44</b>	<b>0.84</b>	<b>1.35</b>	Coefficiente di sfruttamento ( $V_{Ed}/V_{Rd,c} \geq 1$ )
Verifica con armature resistenti a taglio						
$\theta$ [°]	2.5	-	-	-	2.5	Inclinazione delle bielle di calcestruzzo
$A_{sw}$ [mm <sup>2</sup> ]	1 005	-	-	-	1 005	Area di acciaio resistente a taglio
s [mm]	400	-	-	-	400	Passo di riferimento per $A_{sw}$
$\alpha_{cw}$	1.00	-	-	-	1.00	6.2.3(3) nota 1 + N.A.D.
$v_1$	0.70	-	-	-	0.70	6.2.3(3) nota 1 + 2 + N.A.D.
$V_{Rd,s}$ [kN]	2 124	-	-	-	2 124	6.2.3(3): 6.8 crisi lati acciaio
$V_{Rd,max}$ [kN]	3 545	-	-	-	3 545	6.2.3(3): 6.9 crisi lato cls
$V_{Rd}$ [kN]	2 124	-	-	-	2 124	Resistenza minima al taglio
<b>C.S.</b>	<b>0.30</b>	-	-	-	<b>0.30</b>	Coefficiente di sfruttamento ( $V_{Ed}/V_{Rd} \geq 1$ )

I calcoli sono condotti considerando per le sezioni di nodo un'armatura a taglio data da  $\varnothing 16/20 \times 40$ :

$$A_{sw} = 16^2 \times \pi / 4 \times 100 / (20 \times 40) = 1005.3 \text{ mm}^2 / 40 \text{ cm}$$

Con riferimento ai coefficienti di sfruttamento riportati in tabella le verifiche a taglio agli S.L.U. STR si ritengono **SODDISFATTE**.

VERIFICHE DI TAGLIO ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SISMA)						
Sezioni di verifica della SOLETTA INFERIORE						
	Sezioni					Legenda:
	1	2	3	4	5	
$A_c$ [mm <sup>2</sup> ]	1 000 000	1 000 000	1 000 000	1 000 000	1 000 000	Area calcestruzzo
H [mm]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	Altezza della sezione
$b_w$ [mm]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	Larghezza sezione
d [mm]	960	960	960	960	960	Altezza utile sezione
z [mm]	864	864	8.95	864	864	Braccio coppia interna (0.9 d)
$A_{sl}$ [mm <sup>2</sup> ]	5 309	2 655	2 655	2 655	5 309	Armatura disposta al lembo teso
$C_{Rd,c}$	0	0	0	0	0	6.2.2(1), nota 1 + N.A.D.
$\rho_l$	0	0	0	0	0	$\min(A_{sl}/b_w d)$ ; 0.02) 6.2.2(1)
k	1	1	1	1	1	$\min(1+(200/d)^{0.5}; 2)$ 6.2.2(1)
Verifica senza armature resistenti a taglio						
$V_{Ed}$ [kN]	325	297	211	212	325	Azione tagliante di progetto
$V_{Rd,c}$ [kN]	475	398	378	374	344	Azione tagliante resistente
<b>C.S.</b>	<b>0.68</b>	<b>0.75</b>	<b>0.56</b>	<b>0.57</b>	<b>0.94</b>	Coefficiente di sfruttamento ( $V_{Ed}/V_{Rd,c}$ ) $\geq 1$
Verifica con armature resistenti a taglio						
$\theta$ [°]	2.5	-	-	-	2.5	Inclinazione delle bielle di calcestruzzo
$A_{sw}$ [mm <sup>2</sup> ]	1 005	-	-	-	1 005	Area di acciaio resistente a taglio
s [mm]	400	-	-	-	400	Passo di riferimento per $A_{sw}$
$\alpha_{cw}$	1.00	-	-	-	1.00	6.2.3(3) nota 1 + N.A.D.
$v_1$	0.70	-	-	-	0.70	6.2.3(3) nota 1 + 2 + N.A.D.
$V_{Rd,s}$ [kN]	2 124	-	-	-	2 124	6.2.3(3): 6.8 crisi lati acciaio
$V_{Rd,max}$ [kN]	3 545	-	-	-	3 545	6.2.3(3): 6.9 crisi lato cls
$V_{Rd}$ [kN]	2 124	-	-	-	2 124	Resistenza minima al taglio
<b>C.S.</b>	<b>0.15</b>	-	-	-	<b>0.15</b>	Coefficiente di sfruttamento ( $V_{Ed}/V_{Rd}$ ) $\geq 1$

I calcoli sono condotti considerando per le sezioni di nodo un'armatura a taglio data da  $\varnothing 16/20 \times 40$ :

$$A_{sw} = 16^2 \times \pi / 4 \times 100 / (20 \times 40) = 1005.3 \text{ mm}^2 / 40 \text{ cm}$$

Con riferimento ai coefficienti di sfruttamento riportati in tabella le verifiche a taglio per gli stati limite ultimi in condizioni sismiche si ritengono **SODDISFATTE**.

#### 4.2.2.2. Soletta superiore

VERIFICHE DI TAGLIO ALLO STATO LIMITE ULTIMO (STR)						
Sezioni di verifica della SOLETTA SUPERIORE						
	Sezioni					Legenda:
	9	10	11	12	13	
$A_c$ [mm <sup>2</sup> ]	900 000	900 000	900 000	900 000	900 000	Area calcestruzzo
H [mm]	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	Altezza della sezione
$b_w$ [mm]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	Larghezza sezione
d [mm]	860	860	63	860	860	Altezza utile sezione
z [mm]	774	774	774	774	774	Braccio coppia interna (0.9 d)
$A_{sI}$ [mm <sup>2</sup> ]	5 309	2 655	2 655	2 655	5 309	Armatura disposta al lembo teso
$C_{Rd,c}$	0	0	0	0	0	6.2.2(1), nota1 + N.A.D.
$\rho_l$	0	0	0	0	0	$\min(A_s/b_w d)$ ; 0.02) 6.2.2(1)
k	1	1	1	1	1	$\min(1+(200/d)^{0.5}$ ; 2) 6.2.2(1)
Verifica senza armature resistenti a taglio						
$V_{Ed}$ [kN]	513	344	129	344	513	Azione tagliante di progetto
$V_{Rd,c}$ [kN]	420	339	338	339	420	Azione tagliante resistente
<b>C.S.</b>	<b>1.22</b>	<b>1.01</b>	<b>0.38</b>	<b>1.01</b>	<b>1.22</b>	Coefficiente di sfruttamento ( $V_{Ed}/V_{Rd,c}$ ) $\geq 1$
Verifica con armature resistenti a taglio						
$\theta$ [°]	2.5	2.5	-	2.5	2.5	Inclinazione delle bielle di calcestruzzo
$A_{sw}$ [mm <sup>2</sup> ]	1 005	1 005	-	1 005	1 005	Area di acciaio resistente a taglio
s [mm]	400	400	-	400	400	Passo di riferimento per $A_{sw}$
$\alpha_{cw}$	1.00	1.00	-	1.00	1.00	6.2.3(3) nota 1 + N.A.D.
$v_1$	0.70	0.70	-	0.70	0.70	6.2.3(3) nota 1 + 2 + N.A.D.
$V_{Rd,s}$ [kN]	1 902	1 902	-	1 902	1 902	6.2.3(3): 6.8 crisi lati acciaio
$V_{Rd,max}$ [kN]	3 176	3 176	-	3 176	3 176	6.2.3(3): 6.9 crisi lato cls
$V_{Rd}$ [kN]	1 902	1 902	-	1 902	1 902	Resistenza minima al taglio
<b>C.S.</b>	<b>0.27</b>	<b>0.18</b>	-	<b>0.18</b>	<b>0.27</b>	Coefficiente di sfruttamento ( $V_{Ed}/V_{Rd}$ ) $\geq 1$

I calcoli sono condotti considerando per le sezioni di nodo un'armatura a taglio data da  $\varnothing 16/20 \times 40$ :

$$A_{sw} = 16^2 \times \pi / 4 \times 100 / (20 \times 40) = 1005.3 \text{ mm}^2 / 40 \text{ cm}$$

Con riferimento ai coefficienti di sfruttamento riportati in tabella le verifiche a taglio agli S.L.U. STR si ritengono **SODDISFATTE**.



VERIFICHE DI TAGLIO ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SISMA)						
Sezioni di verifica della SOLETTA SUPERIORE						
	Sezioni					Legenda:
	9	10	11	12	13	
$A_c$ [mm <sup>2</sup> ]	900 000	900 000	900 000	900 000	900 000	Area calcestruzzo
$H$ [mm]	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	Altezza della sezione
$b_w$ [mm]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	Larghezza sezione
$d$ [mm]	860	860	63	860	860	Altezza utile sezione
$z$ [mm]	774	774	774	774	774	Braccio coppia interna (0.9 d)
$A_{sI}$ [mm <sup>2</sup> ]	5 309	2 655	2 655	2 655	5 309	Armatura disposta al lembo teso
$C_{Rd,c}$	0	0	0	0	0	6.2.2(1), nota 1 + N.A.D.
$\rho_l$	0	0	0	0	0	$\min(A_s/b_w d) ; 0.02$ 6.2.2(1)
$k$	1	1	1	1	1	$\min(1+(200/d)^{0.5} ; 2)$ 6.2.2(1)
Verifica senza armature resistenti a taglio						
$V_{Ed}$ [kN]	270	197	87	158	232	Azione tagliante di progetto
$V_{Rd,c}$ [kN]	435	349	344	337	424	Azione tagliante resistente
<b>C.S.</b>	<b>0.62</b>	<b>0.56</b>	<b>0.25</b>	<b>0.47</b>	<b>0.55</b>	Coefficiente di sfruttamento ( $V_{Ed}/V_{Rd,c} \geq 1$ )
Verifica con armature resistenti a taglio						
$\theta$ [°]	2.5	2.5	-	2.5	2.5	Inclinazione delle bielle di calcestruzzo
$A_{sw}$ [mm <sup>2</sup> ]	1 005	1 005	-	1 005	1 005	Area di acciaio resistente a taglio
$s$ [mm]	400	400	-	400	400	Passo di riferimento per $A_{sw}$
$\alpha_{cw}$	1.00	1.00	-	1.00	1.00	6.2.3(3) nota 1 + N.A.D.
$v_1$	0.70	0.70	-	0.70	0.70	6.2.3(3) nota 1 + 2 + N.A.D.
$V_{Rd,s}$ [kN]	1 902	1 902	-	1 902	1 902	6.2.3(3): 6.8 crisi lati acciaio
$V_{Rd,max}$ [kN]	3 176	3 176	-	3 176	3 176	6.2.3(3): 6.9 crisi lato cls
$V_{Rd}$ [kN]	1 902	1 902	-	1 902	1 902	Resistenza minima al taglio
<b>C.S.</b>	<b>0.14</b>	<b>0.10</b>	-	<b>0.08</b>	<b>0.12</b>	Coefficiente di sfruttamento ( $V_{Ed}/V_{Rd} \geq 1$ )

I calcoli sono condotti considerando per le sezioni di nodo un'armatura a taglio data da  $\varnothing 16/20 \times 40$ :

$$A_{sw} = 16^2 \times \pi / 4 \times 100 / (20 \times 40) = 1005.3 \text{ mm}^2 / 40 \text{ cm}$$

Con riferimento ai coefficienti di sfruttamento riportati in tabella le verifiche a taglio per gli stati limite ultimi in condizioni sismiche si ritengono **SODDISFATTE**.

#### 4.2.2.3. Ritti di elevazione

VERIFICHE DI TAGLIO ALLO STATO LIMITE ULTIMO (STR)							
Sezioni di verifica dei RITTI DI ELEVAZIONE							
	Sezioni						Legenda:
	6	7	8	14	15	16	
$A_c$ [mm <sup>2</sup> ]	1 000 000	1 000 000	1 000 000	1 000 000	1 000 000	1 000 000	1 000 000 Area calcestruzzo
H [mm]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00 Altezza della sezione
$b_w$ [mm]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00 Larghezza sezione
d [mm]	960	960	960	960	960	960	960 Altezza utile sezione
z [mm]	864	864	864	864	864	864	864 Braccio coppia interna (0.9 d)
$A_{sl}$ [mm <sup>2</sup> ]	5 309	2 655	5 309	5 309	2 655	5 309	5 309 Armatura disposta al lembo teso
$C_{Rd,c}$	0	0	0	0	0	0	0 6.2.2(1), nota 1 + N.A.D.
$\rho_l$	0	0	0	0	0	0	0 $\min(A_s/b_w d)$ ; 0.02 6.2.2(1)
k	1	1	1	1	1	1	1 $\min(1+(200/d)^{0.5}; 2)$ 6.2.2(1)
Verifica senza armature resistenti a taglio							
$V_{Ed}$ [kN]	406	142	232	232	142	406	Azione tagliante di progetto
$V_{Rd,c}$ [kN]	488	384	485	485	384	488	Azione tagliante resistente
<b>C.S.</b>	<b>0.83</b>	<b>0.37</b>	<b>0.48</b>	<b>0.48</b>	<b>0.37</b>	<b>0.83</b>	Coefficiente di sfruttamento ( $V_{Ed}/V_{Rd,c} \geq 1$ )
Verifica con armature resistenti a taglio							
$\theta$ [°]	2.5	-	2.5	2.5	-	2.5	Inclinazione delle bielle di calcestruzzo
$A_{sw}$ [mm <sup>2</sup> ]	1 005	-	1 005	1 005	-	1 005	1 005 Area di acciaio resistente a taglio
s [mm]	400	-	400	400	-	400	400 Passo di riferimento per $A_{sw}$
$\alpha_{cw}$	1.00	-	1.00	1.00	-	1.00	1.00 6.2.3(3) nota 1 + N.A.D.
$v_1$	0.70	-	0.70	0.70	-	0.70	0.70 6.2.3(3) nota 1 + 2 + N.A.D.
$V_{Rd,s}$ [kN]	2 124	-	2 124	2 124	-	2 124	2 124 6.2.3(3): 6.8 crisi lati acciaio
$V_{Rd,max}$ [kN]	3 545	-	3 545	3 545	-	3 545	3 545 6.2.3(3): 6.9 crisi lato cls
$V_{Rd}$ [kN]	2 124	-	2 124	2 124	-	2 124	2 124 Resistenza minima al taglio
<b>C.S.</b>	<b>0.19</b>	-	<b>0.11</b>	<b>0.11</b>	-	<b>0.19</b>	Coefficiente di sfruttamento ( $V_{Ed}/V_{Rd} \geq 1$ )

I calcoli sono condotti considerando per le sezioni di nodo un'armatura a taglio data da  $\varnothing 16/20 \times 40$ :

$$A_{sw} = 16^2 \times \pi / 4 \times 100 / (20 \times 40) = 1005.3 \text{ mm}^2 / 40 \text{ cm}$$

Con riferimento ai coefficienti di sfruttamento riportati in tabella le verifiche a taglio agli S.L.U. STR si ritengono **SODDISFATTE**.

VERIFICHE DI TAGLIO ALLO STATO LIMITE ULTIMO (SISMA)							
Sezioni di verifica dei RITTI DI ELEVAZIONE							
	Sezioni						Legenda:
	6	7	8	14	15	16	
$A_c$ [mm <sup>2</sup> ]	1 000 000	1 000 000	1 000 000	1 000 000	1 000 000	1 000 000	Area calcestruzzo
H [mm]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	Altezza della sezione
$b_w$ [mm]	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	Larghezza sezione
d [mm]	960	960	960	960	960	960	Altezza utile sezione
z [mm]	864	864	864	864	864	864	Braccio coppia interna (0.9 d)
$A_{sl}$ [mm <sup>2</sup> ]	5 309	2 655	5 309	5 309	2 655	5 309	Armatura disposta al lembo teso
$C_{Rd,c}$	0	0	0	0	0	0	6.2.2(1), nota 1 + N.A.D.
$\rho_l$	0	0	0	0	0	0	$\min(A_s/b_w d) ; 0.02$ 6.2.2(1)
k	1	1	1	1	1	1	$\min(1+(200/d)^{0.5}; 2)$ 6.2.2(1)
Verifica senza armature resistenti a taglio							
$V_{Ed}$ [kN]	303	157	220	220	182	558	Azione tagliante di progetto
$V_{Rd,c}$ [kN]	475	395	471	460	369	469	Azione tagliante resistente
<b>C.S.</b>	<b>0.64</b>	<b>0.40</b>	<b>0.47</b>	<b>0.48</b>	<b>0.49</b>	<b>1.19</b>	Coefficiente di sfruttamento ( $V_{Ed}/V_{Rd,c} \geq 1$ )
Verifica con armature resistenti a taglio							
$\theta$ [°]	2.5	-	2.5	2.5	-	2.5	Inclinazione delle bielle di calcestruzzo
$A_{sw}$ [mm <sup>2</sup> ]	1 005	-	1 005	1 005	-	1 005	Area di acciaio resistente a taglio
s [mm]	400	-	400	400	-	400	Passo di riferimento per $A_{sw}$
$\alpha_{cw}$	1.00	-	1.00	1.00	-	1.00	6.2.3(3) nota 1 + N.A.D.
$v_1$	0.70	-	0.70	0.70	-	0.70	6.2.3(3) nota 1 + 2 + N.A.D.
$V_{Rd,s}$ [kN]	2 124	-	2 124	2 124	-	2 124	6.2.3(3): 6.8 crisi lati acciaio
$V_{Rd,max}$ [kN]	3 545	-	3 545	3 545	-	3 545	6.2.3(3): 6.9 crisi lato cls
$V_{Rd}$ [kN]	2 124	-	2 124	2 124	-	2 124	Resistenza minima al taglio
<b>C.S.</b>	<b>0.14</b>	-	<b>0.10</b>	<b>0.10</b>	-	<b>0.26</b>	Coefficiente di sfruttamento ( $V_{Ed}/V_{Rd} \geq 1$ )

I calcoli sono condotti considerando per le sezioni di nodo un'armatura a taglio data da  $\varnothing 16/20 \times 40$ :

$$A_{sw} = 16^2 \times \pi / 4 \times 100 / (20 \times 40) = 1005.3 \text{ mm}^2 / 40 \text{ cm}$$

Con riferimento ai coefficienti di sfruttamento riportati in tabella le verifiche a taglio per gli stati limite ultimi in condizioni sismiche si ritengono **SODDISFATTE**.

### 4.3. Verifiche tensionali agli S.L.E.

Le verifiche condotte consistono nel controllo del quadro tensionale che interessa il calcestruzzo e l'acciaio o nel controllo dell'apertura di fessura.

#### 4.3.1. Limitazione delle tensioni – S.L.E. Rara

Le verifiche sono condotte con riferimento ai set di sollecitazioni della combinazione SLE Rara ottenuti massimizzando e minimizzando l'azione interna flessionale sulle singole sezioni. Tali verifiche tensionali mirano a verificare che gli sforzi massimi/minimi nel calcestruzzo ( $\sigma_c$ ) e nell'acciaio ( $\sigma_s$ ) rispettino le seguenti limitazioni:

$$\sigma_c \leq 0.60 f_{ck} = -18.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq 0.80 f_{yk} = 360 \text{ MPa}$$

##### 4.3.1.1. Soletta inferiore

VERIFICHE TENSIONALI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE RARA)										
Sezioni di verifica della SOLETTA INFERIORE										
Sez.	Combinazioni massimizzate e minimizzate									
	$M_{y,max}$					$M_{y,min}$				
	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$y$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$y$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$
1	-285	780	329	-5.5	151.5	-49	-59	276	-0.5	17.1
2	-228	179	348	-1.6	41.1	-94	-549	229	-4.8	222.4
3	-197	-362	265	-3.3	123.9	-103	-570	230	-5.0	229.8
4	-228	179	348	-1.6	41.1	-94	-549	229	-4.8	222.4
5	-285	780	329	-5.5	151.5	-49	-59	276	-0.5	17.1

con:

$N_{Ed}$  = azione assiale sollecitante espressa in kN

$M_{Ed}$  = azione flettente sollecitante espressa in kNm

$y$  = posizione dell'asse neutro espresso in mm

$\sigma_c$  = tensione minima nel calcestruzzo espressa in MPa

$\sigma_s$  = tensione minima nell'acciaio espressa in MPa

Visti i livelli tensionali effettivi e considerate le limitazioni indicate sopra, la verifica si ritiene **SODDISFATTA**.

#### 4.3.1.2. Soletta superiore

VERIFICHE TENSIONALI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE RARA)										
Sezioni di verifica della SOLETTA SUPERIORE										
Sez.	Combinazioni massimizzate e minimizzate									
	$M_{y,max}$					$M_{y,min}$				
	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$y$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$y$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$
9	-138	650	288	-5.4	152.7	-14	-70	197	-0.6	31.6
10	-110	99	290	-1.1	30.2	-36	-371	207	-3.8	175.0
11	-106	-251	232	-2.7	104.5	-64	-592	208	-6.2	278.7
12	-110	99	290	-1.1	30.2	-36	-371	207	-3.8	175.0
13	-138	650	288	-5.4	152.7	-14	-70	197	-0.6	31.6

$N_{Ed}$  = azione assiale sollecitante espressa in kN

$M_{Ed}$  = azione flettente sollecitante espressa in kNm

$y$  = posizione dell'asse neutro espresso in mm

$\sigma_c$  = tensione minima nel calcestruzzo espressa in MPa

$\sigma_s$  = tensione minima nell'acciaio espressa in MPa

Visti i livelli tensionali effettivi e considerate le limitazioni indicate sopra, la verifica si ritiene **SODDISFATTA**.

#### 4.3.1.3. Ritti di elevazione

VERIFICHE TENSIONALI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE RARA)										
Sezioni di verifica dei RITTI DI ELEVAZIONE										
Sez.	Combinazioni massimizzate e minimizzate									
	$M_{y,max}$					$M_{y,min}$				
	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$y$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$y$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$
6	-431	-118	797	-1.0	2.7	-454	-854	351	-6.1	153.9
7	-288	-118	547	-1.0	11.0	-459	-445	319	-4.0	117.8
8	-156	3	1 529	-0.2	-1.1	-357	-751	344	-5.4	138.7
14	-156	3	1 529	-0.2	-1.1	-357	-751	344	-5.4	138.7
15	-288	-118	547	-1.0	11.0	-459	-445	319	-4.0	117.8
16	-431	-118	797	-1.0	2.7	-454	-854	351	-6.1	153.9

$N_{Ed}$  = azione assiale sollecitante espressa in kN

$M_{Ed}$  = azione flettente sollecitante espressa in kNm

$y$  = posizione dell'asse neutro espresso in mm

$\sigma_c$  = tensione minima nel calcestruzzo espressa in MPa

$\sigma_s$  = tensione minima nell'acciaio espressa in MPa

Visti i livelli tensionali effettivi e considerate le limitazioni indicate sopra, la verifica si ritiene **SODDISFATTA**.

### 4.3.2. Limitazione delle tensioni – S.L.E. Quasi Permanente

Le verifiche sono condotte con riferimento ai set di sollecitazioni della combinazione SLE Quasi permanente ottenuti massimizzando e minimizzando l'azione interna flessionale sulle singole sezioni considerate. Tali verifiche tensionali mirano a verificare che gli sforzi massimi/minimi nel calcestruzzo ( $\sigma_c$ ) rispettino la seguente limitazione:

$$\sigma_c \leq 0.45 f_{ck} = -13.5 \text{ MPa}$$

#### 4.3.2.1. Soletta inferiore

VERIFICHE TENSIONALI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE QUASI PERMANENTE)										
Sezioni di verifica della SOLETTA INFERIORE										
Sez.	Combinazioni massimizzate e minimizzate									
	$M_{y,max}$					$M_{y,min}$				
	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$y$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$y$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$
1	-203	445	340	-3.2	83.2	-118	255	341	-1.8	47.5
2	-178	-87	472	-0.8	11.4	-128	-233	265	-2.1	79.3
3	-176	-375	257	-3.4	133.1	-121	-396	242	-3.5	151.2
4	-178	-87	472	-0.8	11.4	-128	-233	265	-2.1	79.3
5	-203	445	340	-3.2	83.2	-118	255	341	-1.8	47.5

con:

- $N_{Ed}$  = azione assiale sollecitante espressa in kN
- $M_{Ed}$  = azione flettente sollecitante espressa in kNm
- $y$  = posizione dell'asse neutro espresso in mm
- $\sigma_c$  = tensione minima nel calcestruzzo espressa in MPa
- $\sigma_s$  = tensione minima nell'acciaio espressa in MPa

Visti i livelli tensionali effettivi e considerate le limitazioni indicate sopra, la verifica si ritiene SODDISFATTA.

#### 4.3.2.2. Soletta superiore

VERIFICHE TENSIONALI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE QUASI PERMANENTE)										
Sezioni di verifica della SOLETTA SUPERIORE										
Sez.	Combinazioni massimizzate e minimizzate									
	$M_{y,max}$					$M_{y,min}$				
	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$y$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$y$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$
9	-61	276	289	-2.3	64.5	-61	190	298	-1.6	42.9
10	-61	-64	277	-0.7	21.1	-61	-115	240	-1.2	46.0
11	-79	-262	222	-2.8	114.4	-44	-281	212	-2.9	129.8
12	-61	-64	277	-0.7	21.1	-61	-115	240	-1.2	46.0
13	-61	276	289	-2.3	64.5	-61	190	298	-1.6	42.9

$N_{Ed}$  = azione assiale sollecitante espressa in kN

$M_{Ed}$  = azione flettente sollecitante espressa in kNm

$y$  = posizione dell'asse neutro espresso in mm

$\sigma_c$  = tensione minima nel calcestruzzo espressa in MPa

$\sigma_s$  = tensione minima nell'acciaio espressa in MPa

Visti i livelli tensionali effettivi e considerate le limitazioni indicate sopra, la verifica si ritiene **SODDISFATTA**.

#### 4.3.2.3. Ritti di elevazione

VERIFICHE TENSIONALI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE QUASI PERMANENTE)										
Sezioni di verifica dei RITTI DI ELEVAZIONE										
Sez.	Combinazioni massimizzate e minimizzate									
	$M_{y,max}$					$M_{y,min}$				
	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$y$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$N_{Ed}$	$M_{Ed}$	$y$	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$
6	-383	-377	410	-2.8	54.4	-367	-515	372	-3.8	85.8
7	-293	-163	430	-1.5	25.8	-293	-232	349	-2.1	53.4
8	-203	-254	383	-1.9	40.7	-219	-348	362	-2.5	60.1
14	-203	-254	383	-1.9	40.7	-219	-348	362	-2.5	60.1
15	-293	-163	430	-1.5	25.8	-293	-232	349	-2.1	53.4
16	-383	-377	410	-2.8	54.4	-367	-515	372	-3.8	85.8

$N_{Ed}$  = azione assiale sollecitante espressa in kN

$M_{Ed}$  = azione flettente sollecitante espressa in kNm

$y$  = posizione dell'asse neutro espresso in mm

$\sigma_c$  = tensione minima nel calcestruzzo espressa in MPa

$\sigma_s$  = tensione minima nell'acciaio espressa in MPa

Visti i livelli tensionali effettivi e considerate le limitazioni indicate sopra, la verifica si ritiene **SODDISFATTA**.



### 4.3.3. Verifiche di fessurazione – S.L.E. Frequente

Con riferimento ai set di sollecitazioni della combinazione SLE frequente desunti massimizzando/minimizzando le azioni flettenti interne per le sezioni di riferimento di ciascun elemento strutturale, si procede alla verifica di fessurazione considerando i seguenti parametri per la definizione dell'apertura limite di fessura compatibile con i seguenti parametri meccanici e ambientali:

Materiale		
$E_{cm}$	32 837	[MPa]
$f_{ct,eff}$	2.90	[MPa]
$E_s$	210 000	[MPa]
$\alpha_e$	6.40	[-]

Elemento Strutturale	Caratteristiche ambientali
<i>Soletta inferiore</i>	Aggressive
<i>Soletta superiore</i>	Aggressive
<i>Ritti di elevazione</i>	Aggressive

Sensibilità delle barre
Bassa sensibilità

Tipo di barre d'acciaio		
Barre ad aderenza migliorata		
$k_1$	0.8	[-]

Durata del carico		
Breve durata		
$k_t$	0.6	[-]

Pertanto l'apertura limite di fessura risulta pari a:

Elemento Strutturale	$w_{lim}$ [mm]
Soletta inferiore	0.30
Soletta superiore	0.30
Ritti di elevazione	0.30

Per brevità, per ciascuna sezione presa in esame verranno riportati i dati di verifica riferiti alla combinazione massima o minima che conduce all'apertura di fessura massima.

#### 4.3.3.1. Soletta inferiore

VERIFICHE TENSIONALI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE FREQUENTE)						
Sezioni di verifica della SOLETTA INFERIORE						
Combinazione Sezioni	My,max 1	My,max 2	My,max 3	My,max 4	My,max 5	Legenda:
$N_{ed}$ [kN]	-226	-128	-109	-128	-226	Azione assiale sollecitante di protetto
$M_{ed}$ [kNm]	520	-334	-503	-334	520	Azione flettente sollecitante di protetto
$y$ [mm]	337	249	233	249	337	Asse neutro
$\sigma_{c,max}$ [MPa]	-3.70	-3.00	-4.40	-3.00	-3.70	Sforzo massimo nel calcestruzzo
$\sigma_{c,min}$ [MPa]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Sforzo minimo nel calcestruzzo
$\sigma_{s,max}$ [MPa]	98.10	123.10	199.70	123.10	98.10	Sforzo massimo nell'acciaio
$H_{c,eff}$ [mm]	172	158	158	158	172	Altezza efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura
$A_{c,eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	172 500	157 500	157 500	157 500	172 500	Area di calcestruzzo efficace
$A_{s,eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	5 309	2 655	2 655	2 655	5 309	Area di acciaio teso
$d_{barre}$ [mm]	100	200	200	200	100	distanza fra le barre
$\rho_{eff}$ [-]	0.020	0.017	0.017	0.017	0.020	Rapporto fra $A_s$ e $A_{c,eff}$
$\epsilon_{c,max}$ [-]	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	Massima deformazione di trazione unitaria nel calcestruzzo in sez. fessurata [-]
$\epsilon_{c,min}$ [-]	-0.000	-0.000	-0.000	-0.000	-0.000	Minima deformazione unitaria nel calcestruzzo in sez. fessurata [-]
$\epsilon_{s,mean}$ [-]	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls [-]
$k_2$ [-]	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	Coeff. In funzione del diagramma delle deformazioni
$\Delta_{s,max}$ [mm]	357	398	398	398	357	Distanza massima fra le fessure
$w_d$ [mm]	<b>0.100</b>	<b>0.140</b>	<b>0.230</b>	<b>0.140</b>	<b>0.100</b>	Apertura di fessura massima
$w_{lim}$ [mm]	<b>0.30</b>	<b>0.30</b>	<b>0.30</b>	<b>0.30</b>	<b>0.30</b>	Apertura di fessura limite

Visti i valori di apertura massima di fessura sopra riportati, la verifica si ritiene **SODDISFATTA**.

#### 4.3.3.2. Soletta superiore

VERIFICHE TENSIONALI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE FREQUENTE)						
Sezioni di verifica della SOLETTA SUPERIORE						
Combinazione Sezioni	My,max 9	My,max 10	My,max 11	My,max 12	My,max 13	Legenda:
$N_{ed}$ [kN]	-79	-71	-58	-71	-79	Azione assiale sollecitante di protetto
$M_{ed}$ [kNm]	423	-234	-487	-234	423	Azione flettente sollecitante di protetto
$y$ [mm]	286	222	209	222	286	Asse neutro
$\sigma_{c,max}$ [MPa]	-3.50	-2.50	-5.10	-2.50	-3.50	Sforzo massimo nel calcestruzzo
$\sigma_{c,min}$ [MPa]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Sforzo minimo nel calcestruzzo
$\sigma_{s,max}$ [MPa]	100.30	102.30	228.40	102.30	100.30	Sforzo massimo nell'acciaio
$H_{c,eff}$ [mm]	172	158	158	158	172	Altezza efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura
$A_{c,eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	172 500	157 500	157 500	157 500	172 500	Area di calcestruzzo efficace
$A_{s,eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	5 309	2 655	2 655	2 655	5 309	Area di acciaio teso
$d_{barre}$ [mm]	100	200	200	200	100	distanza fra le barre
$\rho_{eff}$ [-]	0.020	0.017	0.017	0.017	0.020	Rapporto fra $A_s$ e $A_{c,eff}$
$\epsilon_{c,max}$ [-]	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	Massima deformazione di trazione unitaria nel calcestruzzo in sez. fessurata [-]
$\epsilon_{c,min}$ [-]	-0.000	-0.000	-0.000	-0.000	-0.000	Minima deformazione unitaria nel calcestruzzo in sez. fessurata [-]
$\epsilon_{s,mean}$ [-]	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls [-]
$k_2$ [-]	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	Coeff. In funzione del diagramma delle deformazioni
$\Delta_{s,max}$ [mm]	357	398	398	398	357	Distanza massima fra le fessure
$w_d$ [mm]	<b>0.100</b>	<b>0.120</b>	<b>0.260</b>	<b>0.120</b>	<b>0.100</b>	Apertura di fessura massima
$w_{lim}$ [mm]	<b>0.30</b>	<b>0.30</b>	<b>0.30</b>	<b>0.30</b>	<b>0.30</b>	Apertura di fessura limite

Visti i valori di apertura massima di fessura sopra riportati, la verifica si ritiene **SODDISFATTA**.

#### 4.3.3.3. Ritti di elevazione

VERIFICHE TENSIONALI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE FREQUENTE)							
Sezioni di verifica dei RITTI DI ELEVAZIONE							
Combinazioni e Sezioni	My,ma x 6	My,ma x 7	My,ma x 8	My,ma x 14	My,ma x 15	My,ma x 16	Legenda:
$N_{ed}$ [kN]	-495	-399	-316	-316	-495	-79	Azione assiale sollecitante di protetto
$M_{ed}$ [kNm]	-640	-368	-533	-533	-640	423	Azione flettente sollecitante di protetto
$y$ [mm]	379	325	358	358	379	286	Asse neutro
$\sigma_{c,max}$ [MPa]	-4.70	-3.30	-3.90	-3.90	-4.70	-3.50	Sforzo massimo nel calcestruzzo
$\sigma_{c,min}$ [MPa]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Sforzo minimo nel calcestruzzo
$\sigma_{s,max}$ [MPa]	103.70	94.30	93.60	93.60	103.70	100.30	Sforzo massimo nell'acciaio
$H_{c,eff}$ [mm]	158	158	158	158	158	172	Altezza efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura
$A_{c,eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	157 500	157 500	157 500	157 500	157 500	172 500	Area di calcestruzzo efficace
$A_{s,eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	5 309	2 655	5 309	5 309	5 309	5 309	Area di acciaio teso
$d_{barre}$ [mm]	100	200	100	100	100	100	distanza fra le barre
$\rho_{eff}$ [-]	0.020	0.017	0.020	0.020	0.020	0.020	Rapporto fra $A_s$ e $A_{c,eff}$
$\epsilon_{c,max}$ [-]	0.001	0.001	0.000	0.000	0.001	0.001	Massima deformazione di trazione unitaria nel calcestruzzo in sez. fessurata [-]
$\epsilon_{c,min}$ [-]	-0.000	-0.000	-0.000	-0.000	-0.000	-0.000	Minima deformazione unitaria nel calcestruzzo in sez. fessurata [-]
$\epsilon_{s,mean}$ [-]	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls [-]
$k_2$ [-]	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	Coeff. In funzione del diagramma delle deformazioni
$\Delta_{s,max}$ [mm]	357	398	357	357	357	357	Distanza massima fra le fessure
$w_d$ [mm]	<b>0.110</b>	<b>0.110</b>	<b>0.100</b>	<b>0.100</b>	<b>0.110</b>	<b>0.100</b>	Apertura di fessura massima
$w_{lim}$ [mm]	<b>0.30</b>	<b>0.30</b>	<b>0.30</b>	<b>0.30</b>	<b>0.30</b>	<b>0.30</b>	Apertura di fessura limite

Visti i valori di apertura massima di fessura sopra riportati, la verifica si ritiene **SODDISFATTA**.

#### 4.3.4. Verifiche di fessurazione – S.L.E. Quasi Permanente

Con riferimento ai set di sollecitazioni della combinazione SLE quasi permanente desunti massimizzando/minimizzando le azioni flettenti interne per le sezioni di riferimento di ciascun elemento strutturale, si procede alla verifica di fessurazione considerando i seguenti parametri per la definizione dell'apertura di fessura limite compatibile con i seguenti parametri meccanici e ambientali:

Materiale		
$E_{cm}$	32 837	[MPa]
$f_{ct,eff}$	2.90	[MPa]
$E_s$	210 000	[MPa]
$\alpha_e$	6.40	[-]

Elemento Strutturale	Caratteristiche ambientali
<i>Soletta inferiore</i>	Aggressive
<i>Soletta superiore</i>	Aggressive
<i>Ritti di elevazione</i>	Aggressive

Sensibilità delle barre
Bassa sensibilità

Tipo di barre d'acciaio		
Barre ad aderenza migliorata		
$k_1$	0.8	[-]

Durata del carico		
Breve durata		
$k_t$	0.6	[-]

Pertanto l'apertura limite di fessura risulta pari a:

Elemento Strutturale	$w_{lim}$ [mm]
Soletta inferiore	0.20
Soletta superiore	0.20
Ritti di elevazione	0.20

Per brevità, per ciascuna sezione presa in esame verranno riportati i dati di verifica riferiti alla combinazione massima o minima che conduce all'apertura di fessura massima.

#### 4.3.4.1. Soletta inferiore

VERIFICHE TENSIONALI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE QUASI PERMANENTE)						
Sezioni di verifica della SOLETTA INFERIORE						
Combinazione Sezioni	My,max 1	My,min 2	My,min 3	My,min 4	My,max 5	Legenda:
$N_{ed}$ [kN]	-203	-128	-121	-128	-203	Azione assiale sollecitante di protetto
$M_{ed}$ [kNm]	445	-233	-396	-233	445	Azione flettente sollecitante di protetto
$y$ [mm]	340	265	242	265	340	Asse neutro
$\sigma_{c,max}$ [MPa]	-3.20	-2.10	-3.50	-2.10	-3.20	Sforzo massimo nel calcestruzzo
$\sigma_{c,min}$ [MPa]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Sforzo minimo nel calcestruzzo
$\sigma_{s,max}$ [MPa]	83.20	79.30	151.20	79.30	83.20	Sforzo massimo nell'acciaio
$H_{c,eff}$ [mm]	172	158	158	158	172	Altezza efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura
$A_{c,eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	172 500	157 500	157 500	157 500	172 500	Area di calcestruzzo efficace
$A_{s,eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	5 309	2 655	2 655	2 655	5 309	Area di acciaio teso
$d_{barre}$ [mm]	100.00	200.00	200.00	200.00	100.00	distanza fra le barre
$\rho_{eff}$ [-]	0.020	0.017	0.017	0.017	0.020	Rapporto fra $A_s$ e $A_{c,eff}$
$\epsilon_{c,max}$ [-]	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	Massima deformazione di trazione unitaria nel calcestruzzo in sez. fessurata [-]
$\epsilon_{c,min}$ [-]	-0.000	-0.000	-0.000	-0.000	-0.000	Minima deformazione unitaria nel calcestruzzo in sez. fessurata [-]
$\epsilon_{s,mean}$ [-]	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls [-]
$k_2$ [-]	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	Coeff. In funzione del diagramma delle deformazioni
$\Delta_{s,max}$ [mm]	357	398	398	398	357	Distanza massima fra le fessure
$w_d$ [mm]	<b>0.080</b>	<b>0.090</b>	<b>0.170</b>	<b>0.090</b>	<b>0.080</b>	Apertura di fessura massima
$w_{lim}$ [mm]	<b>0.20</b>	<b>0.20</b>	<b>0.20</b>	<b>0.20</b>	<b>0.20</b>	Apertura di fessura limite

Visti i valori di apertura massima di fessura sopra riportati, la verifica si ritiene **SODDISFATTA**.

#### 4.3.4.2. Soletta superiore

VERIFICHE TENSIONALI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE QUASI PERMANENTE)						
Sezioni di verifica della SOLETTA SUPERIORE						
Combinazione Sezioni	My,max 9	My,min 10	My,min 11	My,min 12	My,max 13	Legenda:
$N_{ed}$ [kN]	-61	-61	-203	-118	-61	Azione assiale sollecitante di protetto
$M_{ed}$ [kNm]	276	-115	445	255	276	Azione flettente sollecitante di protetto
$y$ [mm]	289	240	340	341	289	Asse neutro
$\sigma_{c,max}$ [MPa]	-2.30	-1.20	-3.2	-1.8	-2.30	Sforzo massimo nel calcestruzzo
$\sigma_{c,min}$ [MPa]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Sforzo minimo nel calcestruzzo
$\sigma_{s,max}$ [MPa]	64.50	46.00	83.2	47.5	64.50	Sforzo massimo nell'acciaio
$H_{c,eff}$ [mm]	172	158	158	158	172	Altezza efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura
$A_{c,eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	172 500	157 500	157 500	157 500	172 500	Area di calcestruzzo efficace
$A_{s,eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	5 309	2 655	2 655	2 655	5 309	Area di acciaio teso
$d_{barre}$ [mm]	100.00	200.00	200.00	200.00	100.00	distanza fra le barre
$\rho_{eff}$ [-]	0.020	0.017	0.017	0.017	0.020	Rapporto fra $A_s$ e $A_{c,eff}$
$\epsilon_{c,max}$ [-]	0.000	0.000	0.001	0.000	0.000	Massima deformazione di trazione unitaria nel calcestruzzo in sez. fessurata [-]
$\epsilon_{c,min}$ [-]	-0.000	-0.000	-0.000	-0.000	-0.000	Minima deformazione unitaria nel calcestruzzo in sez. fessurata [-]
$\epsilon_{s,mean}$ [-]	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls [-]
$k_2$ [-]	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	Coeff. In funzione del diagramma delle deformazioni
$\Delta_{s,max}$ [mm]	357	398	398	398	357	Distanza massima fra le fessure
$w_d$ [mm]	0.070	0.050	0.150	0.050	0.070	Apertura di fessura massima
$w_{lim}$ [mm]	0.20	0.20	0.20	0.20	0.20	Apertura di fessura limite

Visti i valori di apertura massima di fessura sopra riportati, la verifica si ritiene **SODDISFATTA**.



#### 4.3.4.3. Ritti di elevazione

VERIFICHE TENSIONALI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (SLE QUASI PERMANENTE)							
Sezioni di verifica dei RITTI DI ELEVAZIONE							
Combinazione	My,min	My,min	My,min	My,min	My,min	My,min	Legenda:
Sezioni	6	7	8	14	15	16	
$N_{ed}$ [kN]	-367	-293	-219	-219	-367	-61	Azione assiale sollecitante di protetto
$M_{ed}$ [kNm]	-515	-232	-348	-348	-515	276	Azione flettente sollecitante di protetto
$y$ [mm]	372	349	362	362	372	289	Asse neutro
$\sigma_{c,max}$ [MPa]	-3.80	-2.10	-2.50	-2.50	-3.80	-2.30	Sforzo massimo nel calcestruzzo
$\sigma_{c,min}$ [MPa]	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	Sforzo minimo nel calcestruzzo
$\sigma_{s,max}$ [MPa]	85.80	53.40	60.10	60.10	85.80	64.50	Sforzo massimo nell'acciaio
$H_{c,eff}$ [mm]	158	158	158	158	158	172	Altezza efficace di calcestruzzo teso attorno all'armatura
$A_{c,eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	157 500	157 500	157 500	157 500	157 500	172 500	Area di calcestruzzo efficace
$A_{s,eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	5 309	2 655	5 309	5 309	5 309	5 309	Area di acciaio teso
$d_{barre}$ [mm]	100.00	200.00	100.00	100.00	100.00	100.00	distanza fra le barre
$\rho_{eff}$ [-]	0.020	0.017	0.020	0.020	0.020	0.020	Rapporto fra $A_s$ e $A_{c,eff}$
$\epsilon_{c,max}$ [-]	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	Massima deformazione di trazione unitaria nel calcestruzzo in sez. fessurata [-]
$\epsilon_{c,min}$ [-]	-0.000	-0.000	-0.000	-0.000	-0.000	-0.000	Minima deformazione unitaria nel calcestruzzo in sez. fessurata [-]
$\epsilon_{s,mean}$ [-]	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls [-]
$k_2$ [-]	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	Coeff. In funzione del diagramma delle deformazioni
$\Delta_{s,max}$ [mm]	357	398	357	357	357	357	Distanza massima fra le fessure
$w_d$ [mm]	<b>0.090</b>	<b>0.060</b>	<b>0.060</b>	<b>0.060</b>	<b>0.090</b>	<b>0.070</b>	Apertura di fessura massima
$w_{lim}$ [mm]	<b>0.20</b>	<b>0.20</b>	<b>0.20</b>	<b>0.20</b>	<b>0.20</b>	<b>0.20</b>	Apertura di fessura limite

Visti i valori di apertura massima di fessura sopra riportati, la verifica si ritiene **SODDISFATTA**.