

COMMITTENTE:



PROGETTAZIONE:



U.O. TECNOLOGIE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI

CTE BRINDISI

Relazione di calcolo delle strutture

SCALA:

-

COMMESSA    LOTTO    FASE    ENTE    TIPO DOC.    OPERA/DISCIPLINA    PROGR.    REV.

I A 7 K    0 0    D    1 8    C L    F A 0 1 0 0    0 0 1    A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione Definitiva	C. D'Agostini	Dicembre 2019	A. Ciavarella	Dicembre 2019	T. Paoletti	Dicembre 2019	G. Guidi Buffarini Dicembre 2019

File: IA7K00D18CLFA0100001A.DOC

n. Elab.:

## INDICE

1.	PREMESSA .....	5
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	6
2.1	NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....	6
2.2	DOCUMENTI PROGETTUALI DI RIFERIMENTO .....	7
3.	UNITÀ DI MISURA E SIMBOLOGIA .....	8
4.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	10
4.1	CALCESTRUZZO .....	10
4.1.1	<i>Magrone</i> .....	13
4.1.2	<i>Conglomerato cementizio per fondazioni</i> .....	13
4.1.3	<i>Conglomerato cementizio per elevazioni</i> .....	13
4.2	ACCIAIO .....	14
4.2.1	<i>Acciaio di Armatura - Barre</i> .....	14
5.	MODELLO GEOTECNICO .....	15
6.	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO .....	16
6.1	CLASSIFICAZIONE SISMICA .....	16
6.2	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO .....	16
6.3	DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE .....	17
6.3.1	<i>Vita Nominale</i> .....	17
6.3.2	<i>Classe d'uso</i> .....	18
6.3.3	<i>Periodo di riferimento per l'azione sismica</i> .....	18
6.3.4	<i>Fattore di struttura</i> .....	18
6.3.5	<i>Spettri di risposta</i> .....	20
7.	ANALISI DEI CARICHI .....	23
7.1	PESI PROPRI ( $G_{1k}$ ) .....	23
7.2	SOVRACCARICO PERMANENTE .....	23

7.3	CARICHI VARIABILI ( $Q_k$ ).....	24
7.3.1	Neve.....	25
7.3.2	Vento.....	26
7.4	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA .....	29
8.	COMBINAZIONI DI CARICO .....	30
9.	ANALISI STRUTTURALE .....	33
9.1	DESCRIZIONE MODELLO DI CALCOLO.....	33
9.1.1	Costanti elastiche di sottofondo.....	34
9.2	CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI .....	37
9.2.1	Inviluppo SLU.....	37
9.2.2	Inviluppo SLV.....	42
10.	CRITERI DI VERIFICA STR.....	47
10.1	VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A FLESSIONE E-PRESSOFLESSIONE .....	47
10.2	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO .....	47
10.3	VERIFICA AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO.....	48
11.	VERIFICHE STR.....	50
11.1	SOLAIO .....	50
11.1.1	Posa del solaio.....	51
11.1.2	Verifiche SLU.....	54
11.1.3	Verifiche SLE .....	57
11.2	TRAVI DI COPERTURA.....	63
11.2.1	Verifiche SLU-SLV.....	64
11.2.2	Verifiche SLE .....	66
11.3	PILASTRI.....	71
11.3.1	Verifiche SLU.....	72
11.3.2	Verifiche SLE .....	90

11.4	TRAVI ROVESCE DI FONDAZIONE.....	95
11.4.1	Verifiche SLU-SLV.....	96
11.4.2	Verifiche SLE.....	98
11.5	TRAVI DI COLLEGAMENTO DI FONDAZIONE.....	102
11.5.2	Verifiche SLE.....	105
12.	VERIFICA A CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI.....	109
13.	VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI.....	112
14.	RIEPILOGO ARMATURE ED INCIDENZA.....	114


## 1. PREMESSA

Scopo della presente progettazione consiste nella realizzazione di un nuovo collegamento ferroviario tra la stazione di Brindisi e la futura stazione dell'aeroporto del Salento. Quest'ultimo ha confermato il ruolo strategico rivestito negli ultimi anni per la Regione Puglia, la quale ha visto un notevole incremento dei flussi turistici, sia nazionali, che internazionali.

L'area interessata dall'intervento ricade a nord e nord-ovest della città di Brindisi ed è compresa tra l'asse ferroviario della linea Adriatica e l'aeroporto.

La presente relazione di calcolo ha come oggetto la Cabina TE di Brindisi, la cui collocazione geografica viene riportata in fig. 1.



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL          SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI</b>					
	<b>CTE BRINDISI – Relazione di calcolo delle strutture</b>					
	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA7K	00 D 18	CL	FA0100001	A	6 di 114

## 2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

### 2.1 Normative di riferimento

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le prescrizioni contenute nelle seguenti normative:

D.M. 17.01.2018      Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;

Circolare 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP - Istruzioni per l'Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018;

RFI DTC SI PS SP ISF 001 B del 22-12-17: “Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili parte II - sezione 6: opere in conglomerato cementizio e in acciaio”;

RFI DTC SI PS MA IFS 001 B del 22-12-17: “Manuale di Progettazione delle Opere Civili” (MdP 2018) Parte II - Sezione 2: Ponti e strutture;

UNI EN 206-1:2016. “Calcestruzzo – Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;

UNI 11104-2016: Calcestruzzo,” Classi di esposizione per calcestruzzo strutturale, in funzione delle condizioni ambientali”;

UNI EN 1992-1-1:2015. “Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;

UNI EN 1997-1:2013 – “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali”;

[1] UNI EN 1998-5:2005 – “Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;

[2] D.G.R. 545/10 Regione Lazio - Linee Guida per l'utilizzo degli Indirizzi e Criteri generali negli Studi di Microzonazione Sismica nella Regione Lazio in applicazione alla DGR Lazio n. 387 del 22 maggio 2009.

## 2.2 Documenti progettuali di riferimento

Nella presente relazione, si è fatto riferimento ai seguenti elaborati di progetto:

Collegamento ferroviario dell'aeroporto del Salento con la stazione di Brindisi – Fabbricato – Pianta fondazioni	Varie	I	A	7	K	0	1	D	1	8	P	B	F	A	0	1	0	0	0	0	4
Collegamento ferroviario dell'aeroporto del Salento con la stazione di Brindisi – Fabbricato – Pianta elevazioni	Varie	I	A	7	K	0	1	D	1	8	P	B	F	A	0	1	0	0	0	0	5
Relazione geotecnica	Varie	I	A	7	K	0	0	D	1	0	G	E	G	E	0	0	0	6	0	0	1

### 3. UNITÀ DI MISURA E SIMBOLOGIA

Si utilizza il Sistema Internazionale (SI):

unità di misura principali

<b>N</b>	(Newton)	unità di forza
<b>m</b>	(metro)	unità di lunghezza
<b>kg</b>	(kilogrammo-massa)	unità di massa
<b>s</b>	(secondo)	unità di tempo

unità di misura derivate

<b>kN</b>	(kiloNewton)	$10^3$ N
<b>MN</b>	(megaNewton)	$10^6$ N
<b>kgf</b>	(kilogrammo-forza)	1 kgf = 9.81 N
<b>cm</b>	(centimetro)	$10^{-2}$ m
<b>mm</b>	(millimetro)	$10^{-3}$ m
<b>Pa</b>	(Pascal)	1 N/m <sup>2</sup>
<b>kPa</b>	(kiloPascal)	$10^3$ N/m <sup>2</sup>
<b>MPa</b>	(megaPascal)	$10^6$ N/m <sup>2</sup>
<b>N/m<sup>3</sup></b>	(peso specifico)	
<b>g</b>	(accelerazione di gravità)	~9.81 m/s <sup>2</sup>

Corrispondenze notevoli

$$1 \text{ MPa} = 1 \text{ N/mm}^2$$

$$1 \text{ MPa} \sim 10 \text{ kgf/cm}^2$$

$$1 \text{ kN/m}^3 \sim 100 \text{ kgf/m}^3$$

Si utilizzano i seguenti principali simboli con le relative unità di misura normalmente adottate:

$$\gamma \quad (\text{gamma}) \quad \text{peso dell'unità di volume} \quad (\text{kN/m}^3)$$



$\sigma$	(sigma)	tensione normale	(N/mm <sup>2</sup> )
$\tau$	(tau)	tensione tangenziale	(N/mm <sup>2</sup> )
$\varepsilon$	(epsilon)	deformazione	(m/m - adimensionale)
$\varphi$	(fi)	angolo di resistenza	(° sessagesimali)

## 4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali sono ricavate con riferimento alle indicazioni contenute nei capitoli 4 e 11 del D.M. 17 gennaio 2018. Nelle tabelle che seguono sono indicate le principali caratteristiche e i riferimenti dei paragrafi del D.M. citato.

### 4.1 Calcestruzzo

Per la definizione delle classi minime di calcestruzzo in base alla classe di esposizione si è fatto riferimento alla UNI EN 206-1:2016 (in particolare alla Tabella F.1 sotto richiamata) e al RFI DTC SI PS SP ISF 001 B (in particolare alla Tabella 6.5.5.1 sotto richiamata).

**Tabella 1: Tabella F1 di UNI EN 206-1:2016**

**Table F.1 — Recommended limiting values for composition and properties of concrete**

	Exposure classes																		
	No risk of corrosion or attack	Carbonation-induced corrosion				Chloride-induced corrosion						Freeze/thaw attack				Aggressive chemical environments			
						Sea water			Chloride other than from sea water										
X0	XC 1	XC 2	XC 3	XC 4	XS 1	XS 2	XS 3	XD 1	XD 2	XD 3	XF 1	XF 2	XF 3	XF 4	XA 1	XA 2	XA 3		
Maximum $w/c$	-	0,65	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,45	0,55	0,55	0,45	0,55	0,55	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	
Minimum strength class	C12/15	C20/25	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	C35/45	C30/37	C30/37	C35/45	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45
Minimum cement content <sup>c</sup> (kg/m <sup>3</sup> )	-	260	280	280	300	300	320	340	300	300	320	300	300	320	340	300	320	360	
Minimum air content (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,0 <sup>a</sup>	4,0 <sup>a</sup>	4,0 <sup>a</sup>	-	-	-	
Other requirements	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Aggregate in accordance with EN 12620 with sufficient freeze/thaw resistance				-	Sulfate-resisting cement <sup>d</sup>		

<sup>a</sup> Where the concrete is not air entrained, the performance of concrete should be tested according to an appropriate test method in comparison with a concrete for which freeze/thaw resistance for the relevant exposure class is proven.

<sup>b</sup> Where sulfate in the environment leads to exposure classes XA2 and XA3, it is essential to use sulfate-resisting cement conforming to EN 197-1 or complementary national standards.

<sup>c</sup> Where the  $k$ -value concept is applied the maximum  $w/c$  ratio and the minimum cement content are modified in accordance with 5.2.5.2.

Tabella 2: Estratto della Tabella 6.5.5.1 di RFI DTC SI PS SP ISF 001 B: Classi minime dei calcestruzzi

Tabella 6.5.5.1 – Requisiti minimi delle miscele


I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
Tipo di calcestruzzo	Campi di impiego	Classe di esposizione ambientale (UNI EN 206) <sup>1</sup>	Rapporto a/c max	Classe di resistenza minima [C(fck/Rck) <sub>min</sub> ]	Classe di consistenza	Tipo di cemento	Classe di resistenza di calcolo (MPa)
A	1*	Impalcati ed Elementi in c.a.p. prefabbricati	[XC3]	0.45	C35/45	S4-S5	CEM I,II,III,IV,V Rck
	2	Impalcati ed Elementi in c.a.p. gettati in opera	[XC3]	0.45	C35/45	S5	CEM I,II,III,IV,V Rck
B*	1	Elementi prefabbricati in c.a. per strutture fuori terra	[XC3]	0.45	C35/45	S4	CEM I,II,III,IV,V Rck
	2	Conci prefabbricati in c.a. per rivestimento di gallerie	[XA2]	0.45	C35/45	S2-S3-S4	CEM III,IV,V Rck
	3	Canalette portacavi prefabbricate Cunette prefabbricate Elementi prefabbricati senza frazioni strutturali	XC1	0.55	C25/30	S3,S4	CEM III,IV,V Rck
C**	1	Impalcati in c.a. ordinari Solette in c.a. in elevazione	XC3	0.55	C30/37	S4,S5	CEM I,II,III,IV,V Rck
	2	Pile e spalle Baggioli e pulvini Strutture in c.a. in elevazione	XC4	0.50	C32/40	S3,S4	CEM III,IV,V Rck
G**	1	Muci di contropipa/sottoscarpa in c.a. (armatura ≥ 30 Kg/mc)	XC3	0.55	C30/37	S3, S4	CEM III,IV,V Rck
	2	Muci di contropipa/sottoscarpa debolmente armati (armatura < 30 kg/mc) o non armati Solettoni di fondazione Fondazioni armate Rivestimenti di imbrazioni	XC2	0.60	C25/30	S3, S4	CEM III,IV,V 30
	3	Fondazioni non armate (pozzi, sottopinti, prismi per difese spondali, ecc...)	XC2	0.60	C25/30	S3,S4	CEM III,IV,V 30
	4	Cunette, canalette e cordoli	XC1	0.60	C25/30	S3,S4	CEM III,IV,V Rck

Nella tabella 4.1.IV di seguito riportata e tratta dalla NTC 2018 sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientale e al tipo di armatura.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	wd	Stato limite	wd
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w2$	ap. fessure	$\leq w3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w2$	ap. fessure	$\leq w2$
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w2$	ap. fessure	$\leq w2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w1$
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w1$

Per quanto riguarda la scelta del copriferro di progetto, si è fatto riferimento a RFI DTC SI PS MA IFS 001 B, secondo la Tabella 2.5.2.2.3.2.-1 sotto richiamata.

Elemento strutturale	Copriferro minimo
Pali (di paratie o opere di sostegno), diaframmi e relativi cordoli di collegamento gettati in opera	60mm
Pali/diaframmi di fondazione gettati in opera	60mm
Pali di fondazione prefabbricati	60mm
Solettoni di fondazione, fondazioni armate	40mm
Fondazioni non armate (pozzi, sottopinti, ecc.)	40mm
Cunette canalette e cordoli	40mm
Opere in elevazione in viste (pile, spalle, pulvini, baggioli)	40mm
Opere in elevazione con superfici interrate o non ispezionabili	40mm
Solette estradosso	35mm
Solette intradosso (getto in opera)	35mm
Impalcati armatura ordinaria	40mm
Impalcati in C.A.P. - cavi pre-tesi	Max ( $3\phi_{TR}$ ; 50mm)
Impalcati in C.A.P. cavi post-tesi	Max ( $\phi_G$ ; 60mm)
Predalles prefabbricate con funzioni strutturali	25mm
Predalles senza funzioni strutturali	Max ( $\phi_{inf}$ ; 20mm)

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL          SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI</b>					
	<b>CTE BRINDISI – Relazione di calcolo delle strutture</b>					
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	
IA7K	00 D 18	CL	FA0100001	A	13 di 114	

#### 4.1.1 Magrone

Classe di resistenza = C12/15

#### 4.1.2 Conglomerato cementizio per fondazioni

– $\gamma_c$  = peso specifico = 25,00 kN/m<sup>3</sup>

–Classe di esposizione = XC2

–Classe di resistenza = C25/30

– $R_{ck}$  = resistenza cubica = 30.00 N/mm<sup>2</sup>

– $f_{ck}$  = resistenza cilindrica caratteristica = 0.83  $R_{ck}$  = 24.9 N/mm<sup>2</sup>

– $f_{cm}$  = resistenza cilindrica media =  $f_{ck} + 8$  = 32.9 N/mm<sup>2</sup>

– $f_{ctm}$  = resistenza a trazione media = 0.30 x  $f_{ck}^{2/3}$  = 2.56 N/mm<sup>2</sup>

– $f_{cfm}$  = resistenza a traz. per flessione media = 1.20 x  $f_{ctm}$  = 3.07 N/mm<sup>2</sup>

– $f_{ctk}$  = resistenza a traz. per flessione caratt. = 0.70 x  $f_{cfm}$  = 1.79 N/mm<sup>2</sup>

– $E_{cm}$  = modulo elast. tra 0 e 0.40 $f_{cm}$  = 22000 x  $(f_{cm}/10)^{0.3}$  = 31447 N/mm<sup>2</sup>

#### 4.1.3 Conglomerato cementizio per elevazioni

– $\gamma_c$  = peso specifico = 25,00 kN/m<sup>3</sup>

–Classe di esposizione = XC4

–Classe di resistenza = C30/37

– $R_{ck}$  = resistenza cubica = 37 N/mm<sup>2</sup>

– $f_{ck}$  = resistenza cilindrica caratteristica = 0.83  $R_{ck}$  = 30.7 N/mm<sup>2</sup>

– $f_{cm}$  = resistenza cilindrica media =  $f_{ck} + 8$  = 38.7 N/mm<sup>2</sup>

– $f_{ctm}$  = resistenza a trazione media = 0.30 x  $f_{ck}^{2/3}$  = 2.9 N/mm<sup>2</sup>

– $f_{cfm}$  = resistenza a traz. per flessione media = 1.20 x  $f_{ctm}$  = 3.48 N/mm<sup>2</sup>

– $f_{ctk}$  = resistenza a traz. per flessione caratt. = 0.70 x  $f_{cfm}$  = 2.03 N/mm<sup>2</sup>

– $E_{cm}$  = modulo elast. tra 0 e 0.40 $f_{cm}$  = 22000 x  $(f_{cm}/10)^{0.3}$  = 32836 N/mm<sup>2</sup>

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI</b>					
	<b>CTE BRINDISI – Relazione di calcolo delle strutture</b>	COMMESSA IA7K	LOTTO 00 D 18	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA0100001	REV. A

## 4.2 Acciaio

### 4.2.1 Acciaio di Armatura - Barre

Tipo = B 450 C

- $\gamma_a$  = peso specifico = 78,50 kN/m<sup>3</sup>
- $f_{y\ nom}$  = tensione nominale di snervamento = 450 N/mm<sup>2</sup>
- $f_{t\ nom}$  = tensione nominale di rottura = 540 N/mm<sup>2</sup>
- $f_{yk\ min}$  = minima tensione caratteristica di snervamento = 450 N/mm<sup>2</sup>
- $f_{tk\ min}$  = minima tensione caratteristica di rottura = 540 N/mm<sup>2</sup>
- $(f_t/f_y)_{k\ min}$  = minimo rapporto tra i valori caratteristici = 1,15
- $(f_t/f_y)_{k\ max}$  = massimo rapporto tra i valori caratteristici = 1,35
- $(f_y/f_{y\ nom})_k$  = massimo rapporto tra i valori nominali = 1,25
- $(A_{gt})_k$  = allungamento caratteristico sotto carico massimo = 7,5 %
- $\varnothing_{\ min}$  = minimo diametro consentito delle barre = 10 mm
- $\varnothing_{\ max}$  = massimo diametro consentito delle barre = 40 mm
- E = modulo di elasticità dell'acciaio = 206000 N/mm<sup>2</sup>

Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:

- $\varnothing < 12\ mm$       4  $\varnothing$
- $12 \leq \varnothing \leq 16\ mm$     5  $\varnothing$
- $16 < \varnothing \leq 25\ mm$     8  $\varnothing$
- $25 < \varnothing \leq 40\ mm$     10  $\varnothing$ .

## 5. MODELLO GEOTECNICO

Si riporta la caratterizzazione geotecnica tratta dalla Relazione Geotecnica (IA7K00D10GEGE0006001B):

Tabella 8.4: Parametri geotecnici caratteristici associati alle unità stratigrafiche

UNITÀ	MATERIALE	Parametri di resistenza				Parametri di deformabilità							
		$\gamma_n$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi'$ [°]	$c'$ [kPa]	$c_u$ [kPa]	$G_0$ [MPa]	$E_{op}$ [MPa]	$\nu'$ [-]	$k$ [m/s]	OCR [-]	CR [-]	RR [-]	$C_{\alpha\varepsilon}$ [%]
$L_{(S)}$	L(S)(A);L(A);L(S)	19.0	26	0÷10	60÷120	35 ÷ 45	9 ÷ 11	0.25	$1 \times 10^{-8}$	1.5 + 2.0	-	-	-
$S, L(A); L, S(A)$	S, L(A); L, S(A)	19.0	29÷30	0÷6	-	-	-	0.25	$1 \times 10^{-7} - 1 \times 10^{-6}$	1.0	-	-	-
$S_{cal}$	Intercalazioni localizzate (BH09/BH10)	19.0	26	10	50÷90	70 + 100 fino a 4.5 m da pc 85 + 110 oltre 4.5 m da pc	18 + 25 fino a 4.5 m da pc 21 + 28 oltre 4.5 m da pc	0.25	$1 \times 10^{-8}$	1.5 + 2.0	-	-	-
	L(A);L(A)(S)												
	Intercalazioni: Cal (S(G))	19.0	31	0	-			0.25	$1 \times 10^{-7}$	1.0	-	-	-
$L_{(S)(A)}$	L, S(A); S, L(A)	19.5	26÷29	7÷10	50	110 ÷ 150	28÷38	0.25	$1 \times 10^{-7}$	1.0 + 3	-	-	-
$A_L$	L, A(S); L(A); L(A)(S)	20.0	23÷24	15÷20	70-150 <sup>(1)</sup>	$G_0 = 85 \cdot (\sigma'_{vo}/p_u)^{0.65}$ (assumendo la falda ad 1 m da pc)	$(2.5 \cdot G_0) / 10$	0.25	$1 \times 10^{-9}$	1 ÷ 1.5	0.16	0.024	0.64
Cal	Calcarenite fratturata	21.0	24÷26	95÷100	-	n.d.	100	0.25	$1 \times 10^{-7}$	1.0	-	-	-

$\gamma$  = peso di volume naturale;  
 $\phi'$  = angolo di attrito "operativo";  
 $c'$  = intercetta di coesione "operativa";  
 $c_u$  = resistenza al taglio non drenata;  
 $G_0$  = modulo di taglio iniziale riferito alle pressioni efficaci geostatiche;  
 $E_{op}$  = Modulo di young "operativo" per l'analisi dei cedimenti dei rilevati con metodi elastici lineari e non lineari;  
 $\nu'$  = Rapporto di Poisson;  
 $k$  = coefficiente di permeabilità verticale riferito a pressioni di consolidazione pari a quelle geostatiche e a problemi di flusso diretto principalmente nella direzione verticale;  
CR e RR = rapporto di compressione e rapporto di ricomprensione nel piano  $\varepsilon - \log(\sigma)$   
 $C_{\alpha\varepsilon}$  = coefficiente di consolidazione secondaria nel piano  $\varepsilon - \log(\sigma)$   
n.d. = non determinato  
<sup>(1)</sup> variabile linearmente con la profondità da 21 m a 50 m da pc originale

La fondazione oggetto della relazione è un graticcio di travi, avente piano di posa alla quota di -1.65m dal piano campagna. Nella modellazione si è considerato come volume significativo di terreno lo strato S,L(A); L,S[A]. I parametri meccanici utilizzati sono i minimi forniti nel range di valori riportati nella tabella sovrastante.

## 6. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

L'azione sismica di progetto si definisce a partire dalla "Pericolosità Sismica di base", che rappresenta, in senso probabilistico, lo scuotimento atteso in un dato sito, in un dato intervallo di tempo (finestra temporale).

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero (field free) su sito di riferimento rigido, con superficie topografica orizzontale (di categoria A), con prefissate probabilità di eccedenza  $P_{V_r}$ , nel periodo di riferimento  $V_r$ .

Le forme spettrali sono definite per ciascuna probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_r}$ , a partire dai seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T^*_C$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In allegato al D.M.17/01/2018 sono forniti i valori di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T^*_C$  necessari per la determinazione delle azioni sismiche, riferiti ai punti di un reticolo di riferimento i cui nodi non distano più di 10 km.

### 6.1 Classificazione sismica

Si riporta la tabella che individua ciascuna zona secondo i valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo ( $a_g$ ), con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

Zona sismica	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni [ $a_g/g$ ]	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico [ $a_g/g$ ]
1	> 0.25	0.35
2	0.15 – 0.25	0.25
<b>3</b>	<b>0.05 – 0.15</b>	<b>0.15</b>
4	< 0.05	0.05

### 6.2 Categoria di sottosuolo

Il D.M.17/01/2018 definisce cinque categorie principali del terreno di fondazione, individuate in base ai valori della velocità delle onde di taglio  $V_{S30}$  nei primi 30 metri del sottosuolo, secondo la relazione  $V_{S30} = 30 / \sum(h_i/V_i)$ , dove  $h_i$  e  $V_i$  sono lo spessore e la velocità nello strato  $i$ -esimo degli  $N$  strati che formano i primi 30 metri di sottosuolo, o, analogamente, in funzione dei risultati di prove NSPT eseguite alla stessa profondità. Con riferimento alla relazione geotecnica di riferimento (IA7K00D10GEGE0006001), le informazioni raccolte permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria C.



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI</b>					
	<b>CTE BRINDISI – Relazione di calcolo delle strutture</b>	COMMESSA IA7K	LOTTO 00 D 18	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA0100001	REV. A

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Dalla categoria di sottosuolo è possibile determinare il coefficiente di amplificazione stratigrafica secondo le indicazioni della seguente tabella estratta dal D.M.17/01/2018:

Coefficiente di amplificazione stratigrafica - D.M. 17/01/2018 – Tabella 3.2.V		
CATEGORIA di SOTTOSUOLO	S <sub>s</sub>	C <sub>c</sub>
A	1.00	1.00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_C^*)^{-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T_C^*)^{-0.50}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_C^*)^{-0.40}$

Il coefficiente di amplificazione stratigrafica viene combinato al coefficiente di amplificazione topografica definito dalla seguente tabella:

Coefficiente di amplificazione topografica - D.M. 17/01/2018 – Tabella 3.2. IV		
CATEGORIA	Caratteristiche della superficie topografica	S <sub>T</sub>
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	1,00
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	1,20
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1,20
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	1,40

## 6.3 Definizione della pericolosità sismica di base

### 6.3.1 Vita Nominale

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI</b>					
	<b>CTE BRINDISI – Relazione di calcolo delle strutture</b>					
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	
IA7K	00 D 18	CL	FA0100001	A	18 di 114	

Nel presente caso l'opera viene inserita nella seguente tipologia di costruzione:

TIPO DI COSTRUZIONE <sup>(1)</sup>	Vita Nominale $V_N$ [Anni] <sup>(2)</sup>
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14/01/2008 A VELOCITÀ CONVENZIONALE ( $V < 250$ Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V < 250$ Km/h	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V \geq 250$ km/h	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	$\geq 100$ <sup>(2)</sup>
(1) – La stessa $V_N$ si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere.	
(2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di FERROVIE.	

Tab. 2.5.1.1.1-1 – Vita nominale delle infrastrutture ferroviarie

La vita nominale (rif. par. 2.5.1.1.1. Manuale RFI 2018) è pari a: 75 anni.

### 6.3.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un'interruzione di operatività o di un eventuale collasso, i fabbricati tecnologici si ritengono appartenenti alla seguente classe d'uso:

TIPO DI COSTRUZIONE	Classe d'uso	Coefficiente d'uso [CU]
GRANDI STAZIONI	C IV	2,00
OPERE D'ARTE DEL SISTEMA DI GRANDE VIABILITÀ FERROVIARIA	C III	1,50
ALTRE OPERE D'ARTE	C II	1,00

Tabella 2.5.1.1.2-1 - Coefficienti d'uso per le infrastrutture ferroviarie

Il coefficiente d'uso (rif. par. 2.5.1.1.2. Manuale RFI 2018) è pari a: 2.

### 6.3.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione al periodo di riferimento  $V_R$  ricavato, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_u$ . Pertanto,  $V_R = 75 \times 2 = 150$  anni

### 6.3.4 Fattore di struttura

Secondo il §7.3.1 delle NTC2018, nel caso di comportamento dissipativo della struttura, il valore del fattore di comportamento  $q$ , da utilizzare per lo stato limite considerato e nella direzione considerata per l'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di

progettazione. Il limite superiore del fattore di comportamento relativo allo SLV è calcolato tramite l'espressione:

$$q = q_0 \times K_R$$

dove  $q_0$  (valore di base del fattore di comportamento) può essere valutato secondo la Tab.7.3. II:

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base  $q_0$  del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	$q_0$	
	CD "A"	CD "B"
<b>Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)</b>		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	4,5 $\alpha_u/\alpha_1$	3,0 $\alpha_u/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	4,0 $\alpha_u/\alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5
<b>Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)</b>		
Strutture a pannelli	4,0 $\alpha_u/\alpha_1$	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5
<b>Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)</b>		
Strutture intelaiate	5,0 $\alpha_u/\alpha_1$	4,0
Strutture con controventi eccentrici		
Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4,0	4,0
Strutture con controventi concentrici a V	2,5	2,0
Strutture a mensola o a pendolo inverso	2,0 $\alpha_u/\alpha_1$	2,0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	4,0 $\alpha_u/\alpha_1$	4,0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2,0	2,0
<b>Costruzioni di legno (§ 7.7.3)</b>		
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni	3,0	2,0
Strutture reticolari iperstatiche con giunti chiodati		
Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico	4,0	2,5
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni	5,0	3,0
Pannelli di tavole incollate a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni		2,5
Strutture reticolari con collegamenti a mezzo di chiodi, viti, bulloni o spinotti		

Per strutture regolari in pianta, possono essere adottati i seguenti valori di  $\alpha_u/\alpha_1$ :

a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai

- |                                                        |                           |
|--------------------------------------------------------|---------------------------|
| - strutture a telaio di un piano                       | $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$ |
| - strutture a telaio con più piani ed una sola campata | $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$ |
| - strutture a telaio con più piani e più campate       | $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$ |

Nel nostro caso  $q_0 = 3 \times 1.1 = 3.3$

$K_R$  è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione e vale 1 per le costruzioni regolari in altezza.

Per cui si sceglie:

$$q = 3.3$$

### 6.3.5 Spettri di risposta

I valori utilizzati per la definizione dell'azione sismica, sono puntualmente definiti da un reticolo di riferimento (griglia di 10751 punti) sulla base delle coordinate geografiche (latitudine e longitudine) del sito di studio. Nello specifico si è considerato:

Lat. 40.6337

Long. 17.8958

Per quanto riguarda la determinazione dei parametri sismici di riferimento si è fatto riferimento alle NTC 2018.

Si riporta di seguito lo spettro di progetto per lo SLV e SLD del sito in esame.

**FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO**

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE:

LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE:

PROVINCIA:

COMUNE:

**Elaborazioni grafiche**

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

**Elaborazioni numeriche**

Tabella parametri

**Reticolo di riferimento**

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

Interpolazione corretta

Interpolazione:

**Nodi del reticolo intorno al sito**



La "Ricerca per comune" utilizza le ... coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che ... all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

## FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $c_U$   info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE {

SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="45"/>
SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="75"/>

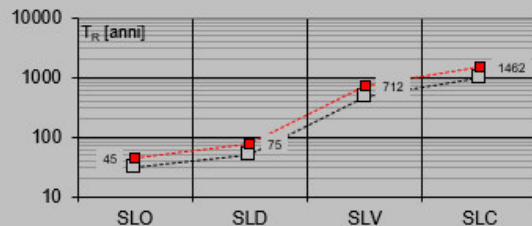
Stati limite ultimi - SLU {

SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="712"/>
SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1462"/>

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- .....□..... Strategia scelta

INTRO

FASE 1

**FASE 2**

FASE 3

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo  info

Categoria topografica  info

$S_B =$    $C_C =$   info

$h/H =$    $S_T =$   info

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Smorzamento  $\xi$  (%)   $\eta =$   info

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Fattore  $q_0$   Regol. in altezza  info

Compon. verticale

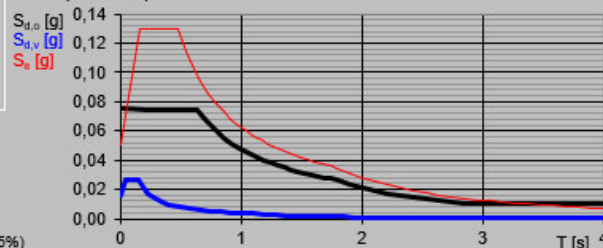
Spettro di progetto

Fattore  $q$    $\eta =$   info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

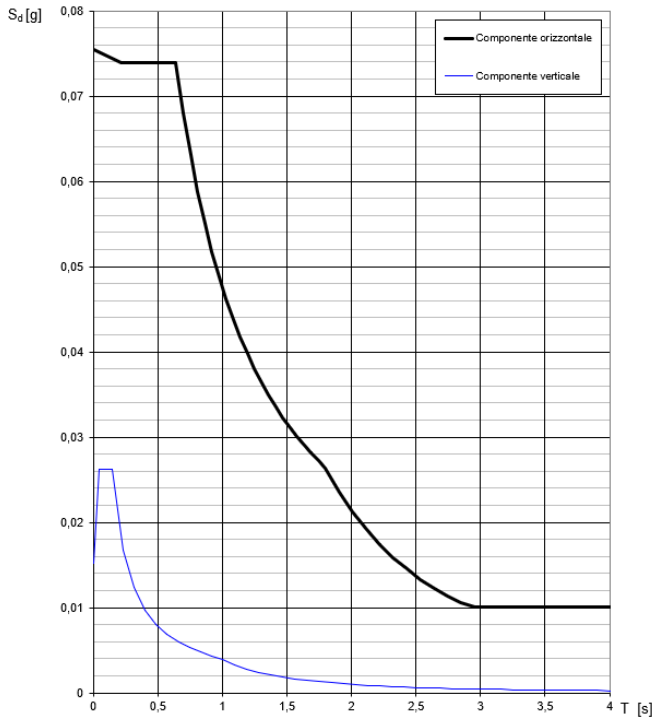
INTRO

FASE 1

FASE 2

**FASE 3**

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV**



**Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV**

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,050 g
$F_{av}$	2,588
$T_{c-}$	0,480 s
$S_a$	1,500
$C_d$	1,338
$S_T$	1,000
$q$	2,640

Parametri dipendenti	
S	1,500
$\eta$	0,379
$T_a$	0,214 s
$T_{c-}$	0,642 s
$T_b$	1,801 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_a \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10(S+5)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_b = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_d \cdot T_c^- \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_b = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)**

$$0 \leq T < T_b \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left[ \frac{T}{T_b} + \frac{1}{\eta \cdot F_a} \left( 1 - \frac{T}{T_b} \right) \right]$$

$$T_b \leq T < T_c \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

$$T_c \leq T < T_b \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left( \frac{T_c}{T} \right)$$

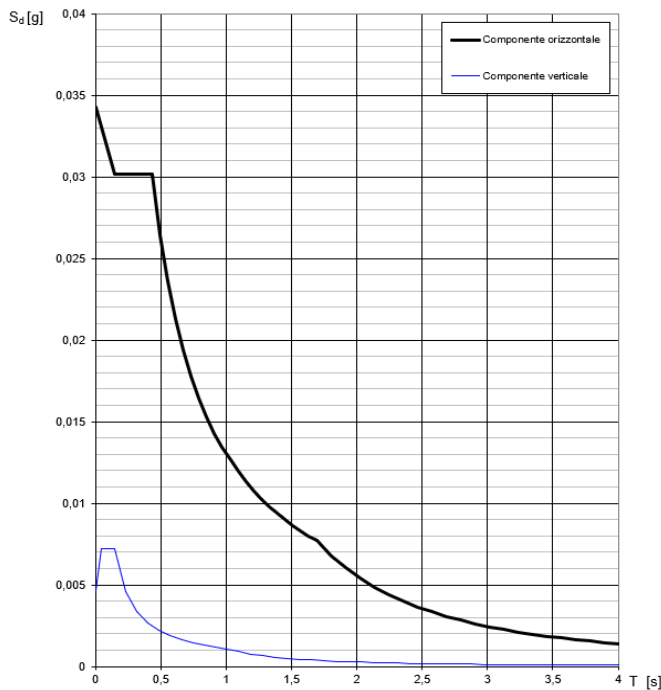
$$T_b \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left( \frac{T_c \cdot T_b}{T} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $\eta/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

T [s]	Se [g]
0,000	0,075
0,214	0,074
0,642	0,074
0,638	0,068
0,753	0,063
0,808	0,059
0,863	0,055
0,918	0,052
0,973	0,049
1,029	0,046
1,084	0,044
1,139	0,042
1,194	0,040
1,249	0,038
1,305	0,036
1,360	0,035
1,415	0,034
1,470	0,032
1,525	0,031
1,580	0,030
1,636	0,029
1,691	0,028
1,746	0,027
1,801	0,026
1,906	0,024
2,011	0,021
2,115	0,019
2,220	0,017
2,325	0,016
2,429	0,014
2,534	0,013
2,639	0,012
2,744	0,011
2,848	0,011
2,953	0,010
3,058	0,010
3,162	0,010
3,267	0,010
3,372	0,010
3,476	0,010
3,581	0,010
3,686	0,010
3,791	0,010
3,895	0,010
4,000	0,010

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLD**



**Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLD**

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLD
$a_g$	0,023 g
$F_{av}$	2,322
$T_{c-}$	0,266 s
$S_a$	1,500
$C_d$	1,625
$S_T$	1,000
$q$	2,640

Parametri dipendenti	
S	1,500
$\eta$	0,379
$T_a$	0,144 s
$T_{c-}$	0,432 s
$T_b$	1,691 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_a \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10(S+5)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_b = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_d \cdot T_{c-} \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_b = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)**

$$0 \leq T < T_b \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left[ \frac{T}{T_b} + \frac{1}{\eta \cdot F_a} \left( 1 - \frac{T}{T_b} \right) \right]$$

$$T_b \leq T < T_c \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$


$$T_c \leq T < T_b \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left( \frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_b \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left( \frac{T_c \cdot T_b}{T} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $\eta/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

T [s]	Se [g]
0,000	0,034
0,144	0,030
0,432	0,030
0,432	0,026
0,552	0,024
0,612	0,021
0,672	0,019
0,732	0,018
0,792	0,016
0,852	0,015
0,912	0,014
0,972	0,013
1,032	0,013
1,092	0,012
1,152	0,011
1,212	0,011
1,272	0,010
1,332	0,010
1,392	0,009
1,452	0,009
1,512	0,009
1,572	0,008
1,632	0,008
1,691	0,008
1,801	0,007
1,911	0,006
2,021	0,005
2,131	0,005
2,241	0,004
2,351	0,004
2,461	0,004
2,571	0,003
2,681	0,003
2,791	0,003
2,901	0,003
3,011	0,002
3,121	0,002
3,230	0,002
3,340	0,002
3,450	0,002
3,560	0,002
3,670	0,002
3,780	0,002
3,890	0,001
4,000	0,001

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI</b>					
	<b>CTE BRINDISI – Relazione di calcolo delle strutture</b>	COMMESSA IA7K	LOTTO 00 D 18	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA0100001	REV. A

## 7. ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari che agiscono sulla struttura in oggetto. Tali azioni sono definite secondo le normative e sono utilizzate per la generazione delle combinazioni di carico nell'ambito delle verifiche di resistenza, in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

### 7.1 Pesì propri ( $G_{1k}$ )

Il peso proprio degli elementi strutturali è computato considerando un peso specifico del c.a. pari a  $\gamma_{cls} = 25.00 \text{ kN/m}^3$ .

### 7.2 Sovraccarico permanente

#### Solaio di copertura

P.P. del solaio (lastre celerpan)  $4 \text{ kN/m}^2$

Permanenti di copertura :

Descrizione	Spessore [cm]	Densità [ $\text{kg/m}^3$ ]	Carico – $G_2$ [ $\text{kN/m}^2$ ]
Manto di copertura in tegole di laterizio	1,5		0,51
Guaina Impermeabilizzante	0,2	219	0,00
Massetto in cls alleggerito	4	1.200	0,48
Isolamento in XPS	12	50	0,06
<b>TOTALE</b>	<b>17,7</b>		<b>1,05</b>

$$G_{2,\text{solaio}} = 5.05 \text{ kN/m}^2$$

#### Cornicione

Le travi di bordo del telaio sostengono un elemento aggettante di dimensioni  $15 \times 40 \text{ cm}$  collegato attraverso un elemento di dimensioni  $15 \times 25 \text{ cm}$ . Questi elementi vengono applicati come carico lineare sulle travi di bordo e il loro contributo vale:

$$G_{2,\text{cornice}} = (0.15 \text{ m} \times 0.40 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3) + (0.15 \text{ m} \times 0.25 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3) = 2.44 \text{ kN/m}$$

#### Tamponature

Le tamponature esterne sono in muratura a cassa vuota, in mattoni e malta cementizia, costituita da doppia parete di laterizio e camera d'aria rivestiti esternamente da intonaco premiscelato posato al grezzo (a base di cemento, calce idrata, perlite espansa, inerti minerale e additivi chimici dosati e miscelati).

Il rivestimento interno è come il precedente sebbene tirato fine ad eccezione del solo locale servizi, che prevede un rivestimento con gres ceramico fino ad altezza 2.20 m.

Descrizione	Spessore [cm]	Densità [ $\text{kg/m}^3$ ]	Carico – $G_2$ [ $\text{kN/m}^2$ ]
Intonaco interno	1.5	1400	0.2
Muratura	12+12	900	2.16

Lastre di porfido	1.5	1400	0.2
TOTALE			2.56

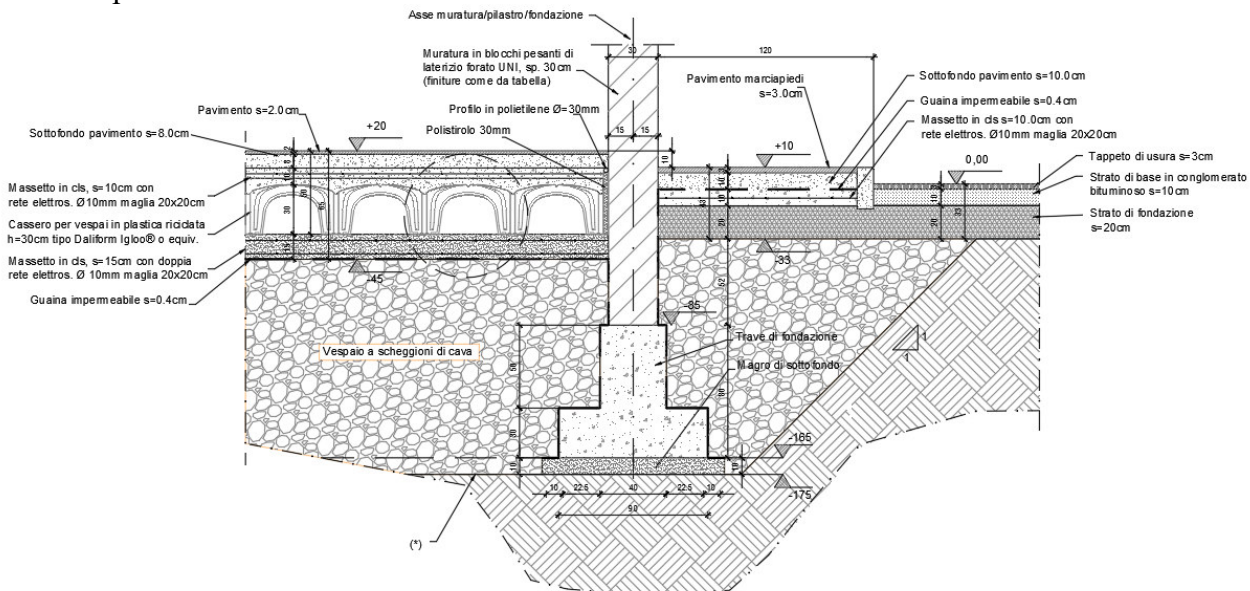
Si può considerare un'altezza complessiva del tamponamento esterno pari a  $H_{\text{tamp}} = 4.90 \text{ m}$ .

Il carico agente sui cordoli laterali della fondazione può essere assunto pari a:

$$G_{2\_Tamp} = 12.54 \text{ kN/m}$$

### Pavimento ed elementi divisori interni

Il pavimento tra trave rovescia e trave rovescia è costituito da un massetto di pavimentazione appoggiato su un vespaio.



Non avendo questa stratigrafia una sua rigidezza, si considerano i carichi accidentali e permanenti agenti sulla pavimentazione come scaricati direttamente sul terreno e non incidenti sulle travi di fondazione.

I tramezzi sono di mattoni laterizi forati.

### 7.3 Carichi variabili ( $Q_k$ )

La copertura è una copertura piana accessibile per sola manutenzione (Categoria H). Il valore del carico verticale uniformemente distribuito definito in Tab.3.1. II delle NTC2018 per questa classe di coperture è cautelativamente aumentato a:

$$q_{k,cop(H)} = 1.00 \text{ kN/m}^2$$



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI</b>					
	<b>CTE BRINDISI – Relazione di calcolo delle strutture</b>					
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	
IA7K	00 D 18	CL	FA0100001	A	25 di 114	

### 7.3.1 Neve

Il carico della neve sulla copertura è valutato secondo il §3.4.1 delle NTC2018 mediante la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} \times \mu_1 \times C_E \times C_T$$

dove:

$q_{sk}$  è il valore di riferimento del carico della neve al suolo

$\mu_1$  è il coefficiente di forma della copertura

$C_E$  è il coefficiente di esposizione

$C_T$  è il coefficiente termico

#### Valore di riferimento del carico della neve al suolo

Il fabbricato sorge a Brindisi, nel comune di Brindisi, in provincia di Brindisi, dunque si trova in Zona III secondo la zonazione nazionale esposta al §3.4.2 delle NTC2018.

○	<b>Zona I - Alpina</b> Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	<b>Zona I - Mediterranea</b> Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	<b>Zona II</b> Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
●	<b>Zona III</b> Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$

Per il sito in esame l'altezza sul livello del mare è pari a 30m, dunque il valore di riferimento del carico della neve al suolo risulta  $q_{sk} = 0.60 \text{ kN/m}^2$ .

#### Coefficiente di forma della copertura

Per copertura a una falda con inclinazione compresa fra 0 e 30° il valore di  $\mu_1$  è 0.8.

$\alpha$ (inclinazione falda [°])	0
-----------------------------------	---

$\mu$	0.8
-------	-----

#### Coefficiente di esposizione

Topografia	Descrizione	$C_E$
Normale	Are in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1

#### Coefficiente di esposizione

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato **Ct = 1**.

Risulta dunque  $q_s = q_{sk} \times \mu_1 \times C_E \times C_T = 0.60 \times 0.8 \times 1 \times 1 = 0.48 \text{ kN/m}^2$

### 7.3.2 Vento

L'azione del vento è stata valutata in conformità con le prescrizioni contenute nelle NTC 2018. Di seguito viene riportato il dettaglio del calcolo.

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_a$ [1/s]
3	27	500	0.02
$a_s$ (altitudine sul livello del mare [m])		30	
$T_R$ (Tempo di ritorno)		50	
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$ $v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
$v_b$ ( $T_R = 50$ [m/s])		27.000	
$\alpha_R$ ( $T_R$ )		1.00073	
$v_b$ ( $T_R$ ) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s]		27.020	



$p$  (pressione del vento [N/mq]) =  $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$   
 $q_b$  (pressione cinetica di riferimento [N/mq])  
 $c_e$  (coefficiente di esposizione)  
 $c_p$  (coefficiente di forma)  
 $c_d$  (coefficiente dinamico)

#### Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

$q_b$ [N/mq]	456.29
--------------	--------

#### Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

#### Coefficiente dinamico

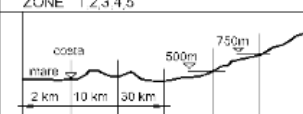
Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

#### Coefficiente di esposizione


Classe di rugosità del terreno

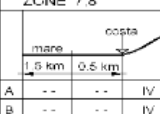
B) Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive

Categoria di esposizione


ZONA 1 2,3,4,5					
					
A	--	IV	IV	V	V
B	--	III	III	IV	IV
C	--	*	III	III	IV
D	I	II	II	III	**

\* Categoria II in zona 1,2,3,4  
Categoria III in zona 5  
\*\* Categoria III in zona 2,3,4,5  
Categoria IV in zona 1

ZONA 6					
					
A	--	II	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONA 7,8			
			
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*

\* Categoria II in zona 6  
Categoria III in zona 7

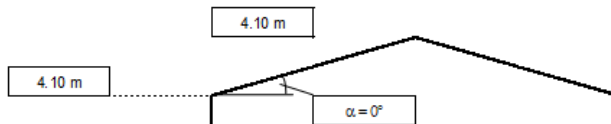
ZONA 9	
	
A	-- I
B	-- I
C	-- I
D	I I

Zona	Classe di rugosità	a <sub>s</sub> [m]
3	B	250

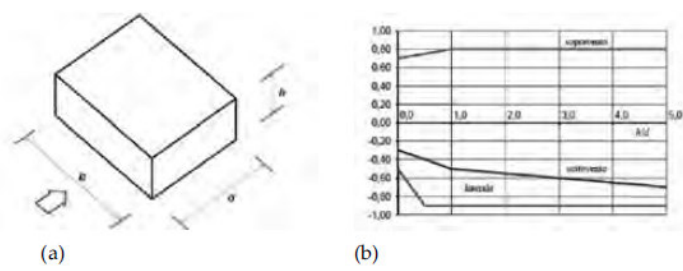
Cat. Esposiz.	k <sub>r</sub>	Z <sub>0</sub> [m]	Z <sub>min</sub> [m]	α
III	0.2	0.1	5	1

$C_0(z) = k_r^2 C_r \ln(z/z_0) [7 + C_r \ln(z/z_0)]$  per  $z \geq z_{min}$   
 $C_0(z) = C_0(z_{min})$  per  $z < z_{min}$

z [m]	C <sub>0</sub>
z ≤ 5	1.708
z = 4.1	1.708
z = 4.1	1.708



Per il calcolo dei coefficienti aerodinamici si è fatto riferimento al par. C.3.3.8 della Circolare 2019. La struttura in esame è classificata secondo par. C3.3.8.1 come un edificio di forma regolare, perciò si è scelto di far riferimento ai coefficienti globali  $c_{pe}$ , attraverso i quali si possono valutare le azioni risultanti del vento sugli elementi principali della struttura. I coefficienti globali  $c_{pe}$  da assumere sulle pareti di un edificio a pianta regolare sono riportati nella tabella sottostante.



a) Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare,  
 b) Edifici a pianta rettangolare:  $c_{pe}$  per facce sopravvento, sottovento e laterali

Figura C3.3.2

Tabella C3.3.1: Edifici a pianta rettangolare:  $c_{pe}$  per facce sopravvento, sottovento e laterali

Faccia sopravvento	C <sub>U</sub> = 2,0	C <sub>U</sub> = 1,5
h/d ≤ 1: $c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$	h/d ≤ 0,5: $c_{pe} = -0,5 - 0,8 \cdot h/d$	h/d ≤ 1: $c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$
h/d > 1: $c_{pe} = 0,8$	h/d > 0,5: $c_{pe} = -0,9$	1 < h/d ≤ 5: $c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$

Si procede alla valutazione dei coefficienti in funzione della direzione del vento:

	Vento X		Vento Y	
	h/d	c <sub>pe</sub>	h/d	c <sub>pe</sub>
<b>faccia sopravvento</b>	0.28	0.73	0.50	0.75
<b>faccia sottovento</b>	0.28	-0.36	0.50	-0.40

Per ciò che concerne la copertura, questa viene classificata come copertura piana secondo il par. C3.3.8.1.2.

Si riportano nella tabella sottostante i valori di c<sub>pe</sub> previsti nel caso in analisi.

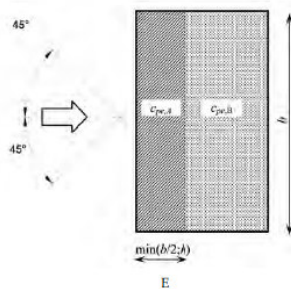


Figura C3.3.5 - Schema di riferimento per coperture piane

Tabella C3.3.III - Edifici rettangolari: c<sub>pe</sub> per coperture piane.

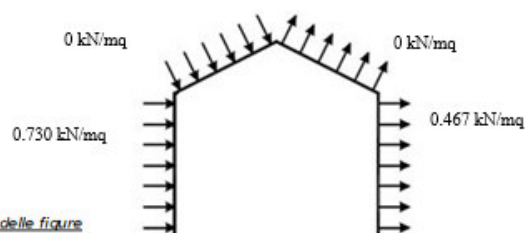
Fascia sopravvento di profondità pari al minimo tra b/2 e h:	c <sub>pe,A</sub> = -0,80
Restanti zone	c <sub>pe,B</sub> = ±0,20

Nella zona sottovento la pressione può assumere sia valori negativi sia valori positivi, per cui si devono considerare entrambi i casi.

In copertura il vento agisce sia come azione di sollevamento che di schiacciamento, ma l'entità dell'azione è molto bassa e perciò trascurabile.

Tuttavia, in via cautelativa, si è deciso di considerare il massimo c<sub>pe</sub> per le facce sopravvento e sottovento, indipendente dalla direzione del vento. Si è posto quindi che:

	c <sub>pe</sub>
<b>faccia sopravvento</b>	0.75
<b>faccia sottovento</b>	-0.40



*N.B. - Se p (o c<sub>pe</sub>) è > 0 il verso è concorde con le frecce delle figure*

	<b>COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI</b>					
	<b>CTE BRINDISI – Relazione di calcolo delle strutture</b>					
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	
IA7K	00 D 18	CL	FA0100001	A	29 di 114	

Si sono inoltre considerate sulle superfici laterali delle pressioni tangenziali pari a  $p_t=0.2 \cdot p=0.233\text{kN/mq}$ . Le forze orizzontali uniformemente distribuite agenti sulle facciate della struttura vengono modellata come dei carichi uniformemente distribuiti su delle shell senza massa né rigidità (al fine di non influenzare lo schema statico della struttura) che scaricano sulle travi e pilastri.

#### 7.4 Valutazione dell'azione sismica

Si conduce un'analisi lineare statica, ovvero si applicano forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica.

La modellazione dell'azione sismica nel codice di calcolo SAP200 è stata condotta avvalendosi della procedura automatizzata fornita dal codice stesso. È stato quindi necessario definire le masse partecipanti all'azione sismica e lo spettro di progetto del sito.

Le masse sismiche sono state definite mediante i *load pattern* rappresentativi dei carichi G1 e G2.

È bene specificare che, in via cautelativa, si è attribuito metà del peso delle tamponature alle travi in elevazione e la restante metà alle travi di fondazione.

Inoltre, è bene sottolineare che, per tener conto di un eventuale disallineamento del centro di massa dal centro di taglio della struttura nel piano orizzontale, si è considerata un'eccentricità accidentale dell'azione sismica di  $\pm 5\%$  della dimensione trasversale alla direzione dell'azione sismica.

## 8. COMBINAZIONI DI CARICO

Il progetto e la verifica di tutti gli elementi strutturali verranno eseguiti mediante il Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite. Per quanto concerne le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) e quelle agli stati limite d'esercizio (SLE), le condizioni elementari di carico vengono tra loro combinate in modo da determinare le sollecitazioni più sfavorevoli.

Le combinazioni di carico che verranno considerate nel calcolo delle sollecitazioni rispettano le prescrizioni fornite dalle NTC 2018.

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC-2018 al par.2.5.3:

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

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

- Combinazione caratteristica **rara**, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d'esercizio:

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

- Combinazione caratteristica **frequente**, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

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

- Combinazione **quasi permanente**, impiegata per gli effetti a lungo termine, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

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

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

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

L'analisi mira a garantire la sicurezza e le prestazioni attese attraverso il conseguimento dei seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti degli Stati Limite di Esercizio
- sicurezza nei confronti degli Stati Limite Ultimi

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI</b>					
	<b>CTE BRINDISI – Relazione di calcolo delle strutture</b>	COMMESSA <b>IA7K</b>	LOTTO <b>00 D 18</b>	CODIFICA <b>CL</b>	DOCUMENTO <b>FA0100001</b>	REV. <b>A</b>

I valori dei coefficienti da utilizzare sono stati adottati seguendo il vigente D.M. 2018 §2.6.1 secondo la tabella 2.6.I. e §2.5.2 secondo la tabella 2.5.I. di seguito riportate.

**Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU**

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

**Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione**

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso < 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	da valutarsi caso per caso		
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

In particolare, sono state effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO):  
 collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno (Approccio 2 – A1 + M1 + R3);

SLU di tipo strutturale (STR)

raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Data l'asimmetria geometrica della struttura e l'asimmetria dei carichi, dovute alla presenza dei divisori interni e delle relative travi di fondazioni di supporto, risulta evidente che le combinazioni di carico più gravose risultano quelle nelle quali le azioni orizzontali sono concordi in direzione e verso gli assi X e Y

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL          SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI</b>					
	<b>CTE BRINDISI – Relazione di calcolo delle strutture</b>	COMMESSA IA7K	LOTTO 00 D 18	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA0100001	REV. A

del modello. In via cautelativa, si è inoltre considerato che le azioni da vento lungo X e Y agiscono simultaneamente sulla struttura.

Le combinazioni di carico considerate sono riportate di seguito:

Comb	G1	G2	Q_H	N	Vx	Vy	Ex (ecc +)	Ex (ecc -)	Ey (ecc +)	Ey (ecc -)
SLU 1	1.30	1.30	1.50	0.75	0.90	0.90	-	-	-	-
SLU 2	1.30	1.30	1.2	1,5	0.90	0.90	-	-	-	-
SLU 3	1.30	1.30	1.2	0.75	1,5	1,5	-	-	-	-
SLV 1	1.00	1.00	-	-	-	-	1.00	-	0.30	-
SLV 2	1.00	1.00	-	-	-	-	1.00	-	-	0.30
SLV 3	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	0.30	-
SLV 4	1.00	1.00	-	-	-	-	-	1.00	-	0.30
SLV 5	1.00	1.00	-	-	-	-	0.30	-	1.00	-
SLV 6	1.00	1.00	-	-	-	-	-	0.30	1.00	-
SLV 7	1.00	1.00	-	-	-	-	0.30	-	-	1.00
SLV 8	1.00	1.00	-	-	-	-	-	0.30	-	1.00
SLE Rara1	1.00	1.00	1.00	0.50	0.60	0.60	-	-	-	-
SLE Rara2	1.00	1.00	-	1.00	0.60	0.60	-	-	-	-
SLE Rara3	1.00	1.00	-	0,5	1	1	-	-	-	-
SLE Freq.1	1.00	1.00	-	0,2	0	0	-	-	-	-
SLE Freq.2	1.00	1.00	-	0	0,2	0,2	-	-	-	-
SLS QP1	1.00	1	-	-	-	-	-	-	-	-

Le combinazioni SLD sono identiche a quelle SLV, ma l'azione sismica viene valutata con l'accelerazione di progetto riportata nel capitolo precedente.

Sono inoltre stati creati gli involuipi delle combinazioni SLU, SLE, SLV e SLD.

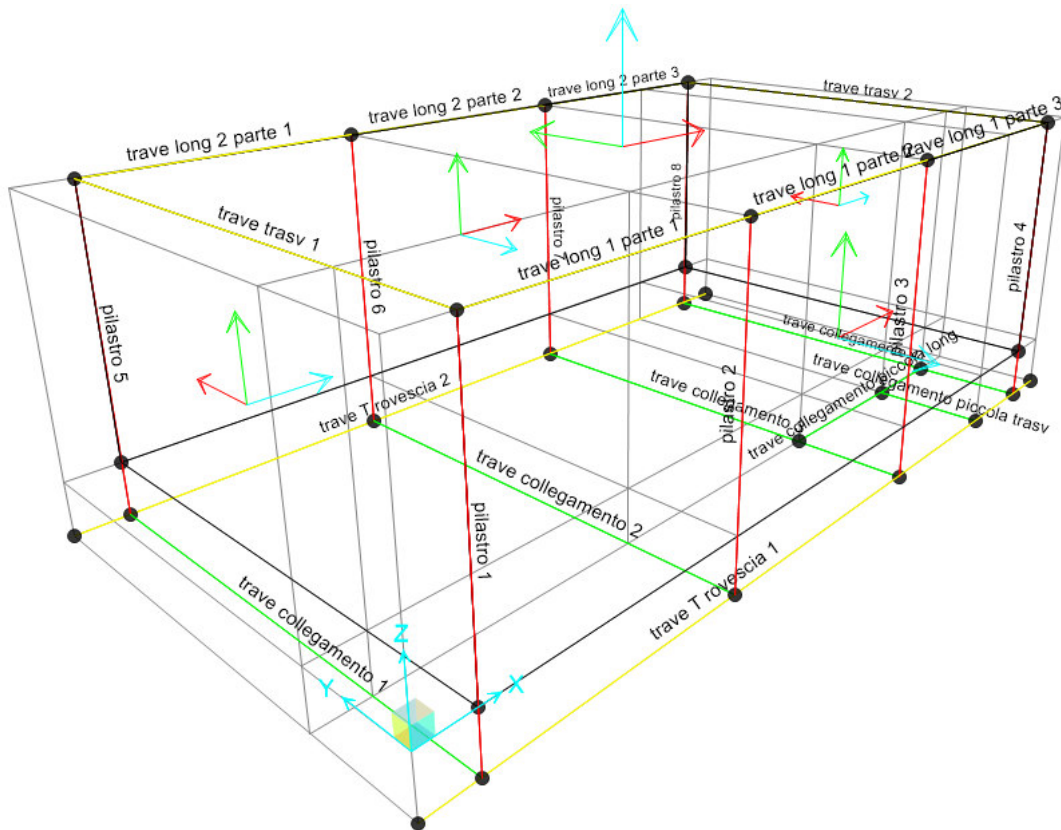


## 9. ANALISI STRUTTURALE

### 9.1 Descrizione modello di calcolo

L'analisi della struttura è condotta con il programma agli elementi finiti SAP2000.

Per individuare le sollecitazioni che interessano gli elementi della struttura in elevazione, viene realizzato un modello tridimensionale in cui sono inseriti gli elementi strutturali principali (travi e pilastri modellati con elementi finiti tipo *beam*). Le tamponature e i solai non vengono modellati direttamente, ma sono rappresentati unicamente in termini di azioni staticamente equivalenti.



**Figura 9-1: Modello: ripartizione dei carichi attraverso load patch**

Le fondazioni sono modellate con elementi *beam* ai quali sono stati assegnati supporti lineari che schematizzano il vincolo offerto dal terreno.

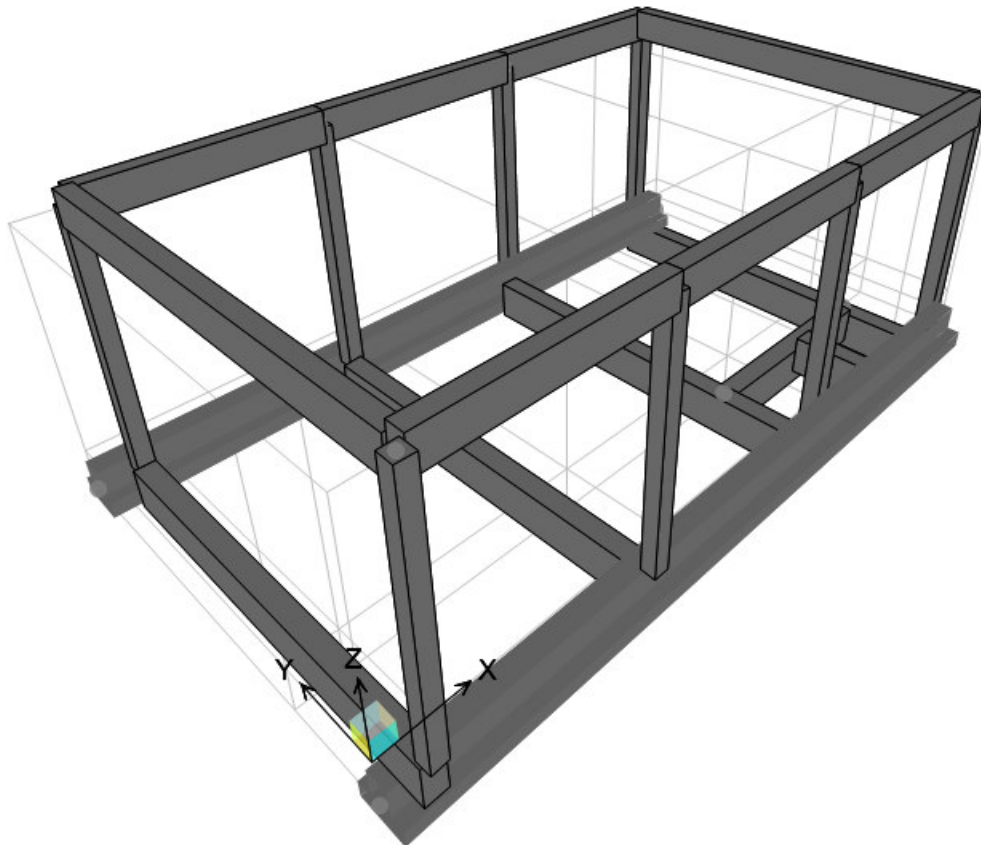


Figura 9-2: Modello - Vista assonometrica estrusa struttura - elementi frame

### 9.1.1 Costanti elastiche di sottofondo

Si può fare ricorso alle correlazioni di Viggiani e utilizzare la formula semplificata di Vesic per valutare la costante di Winkler:

$$K = E_{\text{terr}} / [I_w \times B \times (1 - \nu^2) \times F_p]$$

Dove:

$E_{\text{terr}}$  modulo di Young del terreno pari a 20 MPa

$\nu$  coefficiente di Poisson pari a 0.3

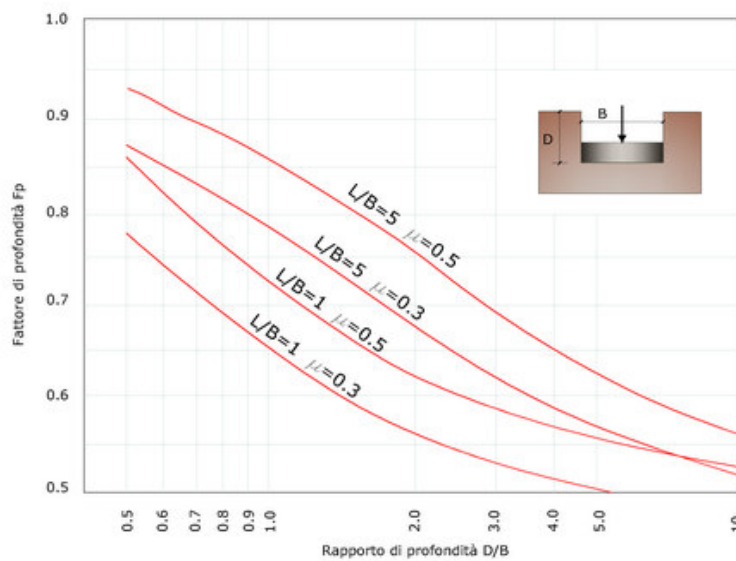
$B$  dimensione minima della fondazione

$L$  dimensione massima della fondazione

$I_w$  coefficiente di forma per fondazioni rigide secondo la tabella seguente:

forma fondaz.	fond. flessibile			fond. rigida
	centro	angolo	medio	
circolare	1	0.64	0.85	0.86
quadrata	1.12	0.56	0.95	0.82
rettangolare L/B=1,5	1.36	0.68	1.15	1.06
rettangolare L/B=2	1.53	0.77	1.3	1.2
rettangolare L/B=3	1.78	0.88	1.52	1.44
rettangolare L/B=5	2.1	1.05	1.83	1.7
rettangolare L/B=10	2.54	1.27	2.25	2.1
rettangolare L/B=100	4.01	2	3.69	3.4
rettangolare L/B=1000	5.47	2.75	5.15	
rettangolare L/B=10000	6.9	3.5	6.6	

Fp fattore di profondità, da grafico seguente:



 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL          SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI</b>					
	<b>CTE BRINDISI – Relazione di calcolo delle strutture</b>					
	COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
	IA7K	00 D 18	CL	FA0100001	A	36 di 114

Per il calcolo della rigidezza delle molle alla winkler si è considerato il comportamento dell'opera di fondazione a graticcio.

- $E_{terr}$  modulo di Young del terreno pari a 20 MPa  
 $\nu$  coefficiente di Poisson pari a 0.3  
 $B$  dimensione minima del sistema fondale pari a 8.60 m  
 $L$  dimensione massima della fondazione pari a 14.35 m  
 $I_w$  coefficiente di forma per fondazioni rigide dipendente da  $L/B$  ( $L$  e  $B$  si riferiscono alla sezione dell'elemento e non alla geometria dell'intero sistema):  
 Per travi rovesce:  $L=3.85$  m e  $B=0.90$  m;  $L/B = 4.28 \rightarrow I_w = 1.6$   
 Per travi di collegamento:  $L=7.30$  m e  $B=0.40$  m;  $L/B = 18.25 \rightarrow I_w = 2.22$   
 $F_p$  fattore di profondità dipendente da  $D/B$ :  
 $D = 0.85$  m +  $0.80$  m =  $1.65$  m;  $\mu = \nu = 0.3$   
 Per travi rovesce:  $B = 0.90$  m;  $D/B = 1.83$ ;  $L/B = 4 \rightarrow F_p \approx 0.65$   
 Per travi di collegamento:  $B = 0.40$  m;  $D/B = 4.13$ ;  $L/B \gg 5 \rightarrow F_p = 1$

Per cui risulta:

$$\text{Travi rovesce: } K = 20 \text{ MPa} / [1.6 \times 8.6 \text{ m} \times (1 - 0.3^2) \times 0.65] = 2457.29 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Travi collegamento: } K = 20 \text{ MPa} / [2.22 \times 8.6 \text{ m} \times (1 - 0.3^2) \times 1] = 1151.16 \text{ kN/m}^3$$

Nel modello di calcolo sono quindi stati assegnati support lineari ai beam differentemente per travi rovesce pari a  $2457.29 \text{ kN/m}^3 \times 0.90 \text{ m} = 2212 \text{ kN/m}^2$   
 per le travi di collegamento pari a  $1151.16 \text{ kN/m}^3 \times 0.40 \text{ m} = 460.46 \text{ kN/m/m}$ .

Per vincolare le fondazioni agli spostamenti orizzontali è stato considerato un valore del modulo di reazione orizzontale pari a  $1/3$  di  $K_v$ .

## 9.2 Caratteristiche delle sollecitazioni

### 9.2.1 Involuppo SLU

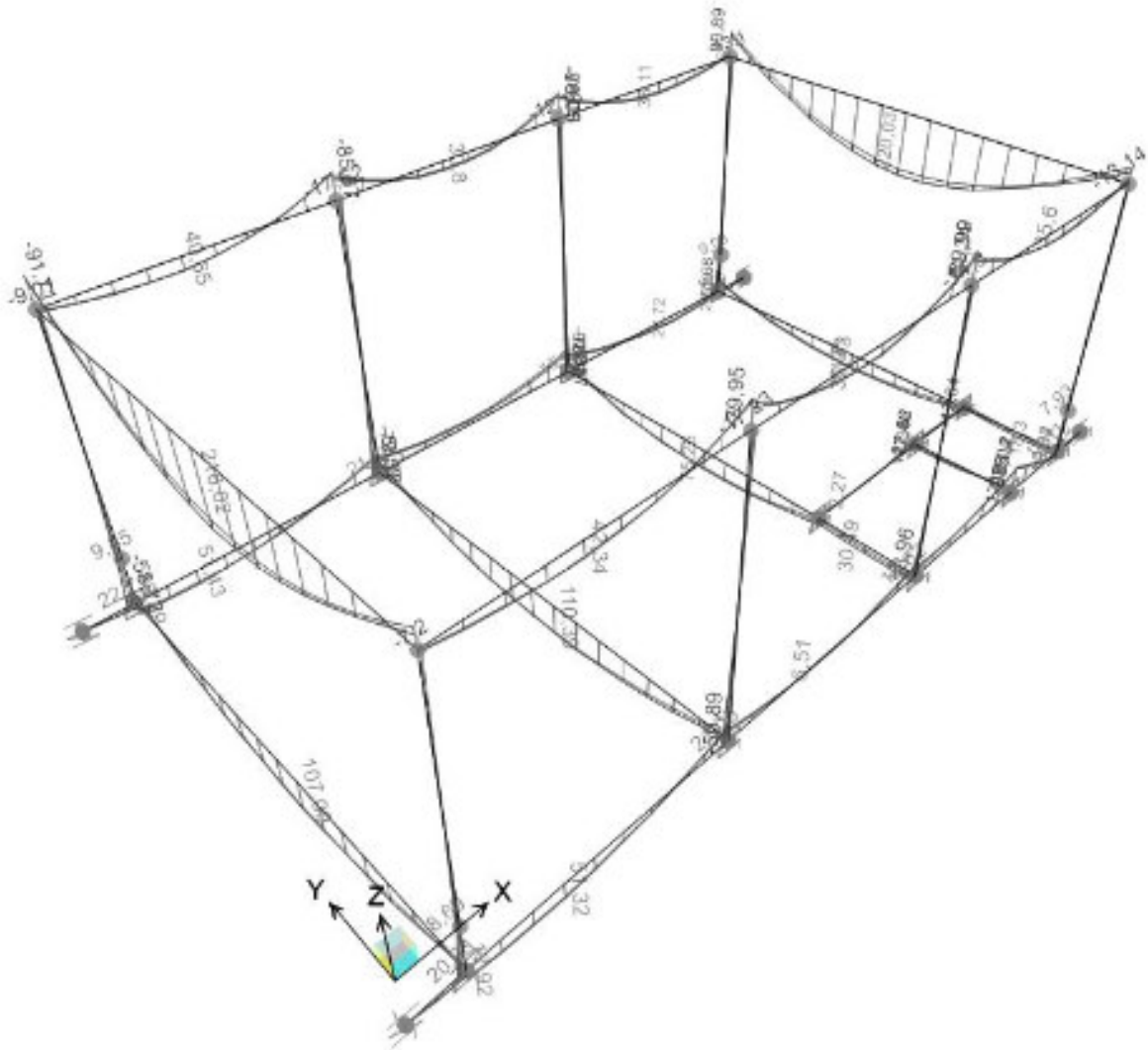


Figura 9-3: Involuppo SLU - Diagramma M3

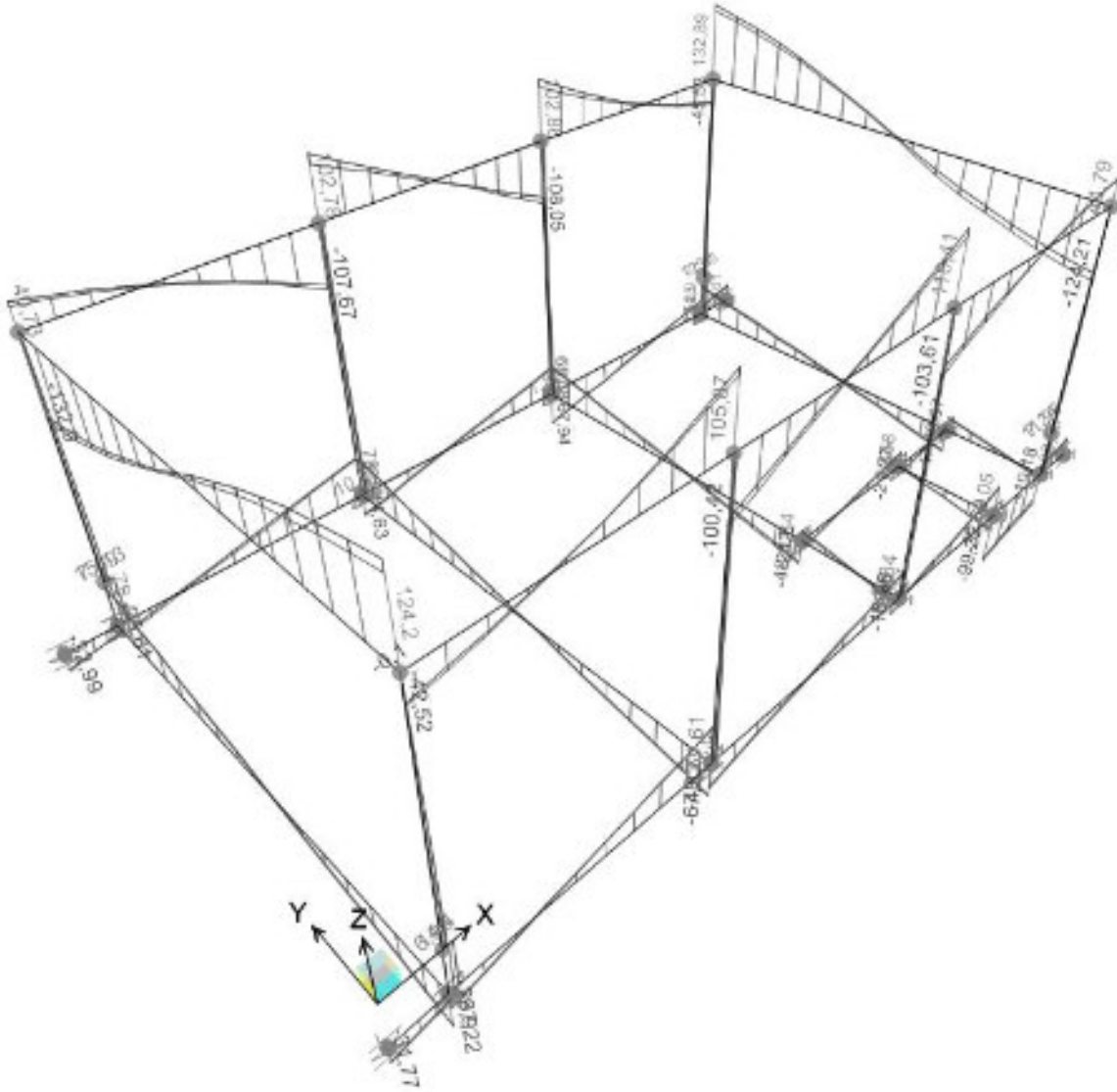
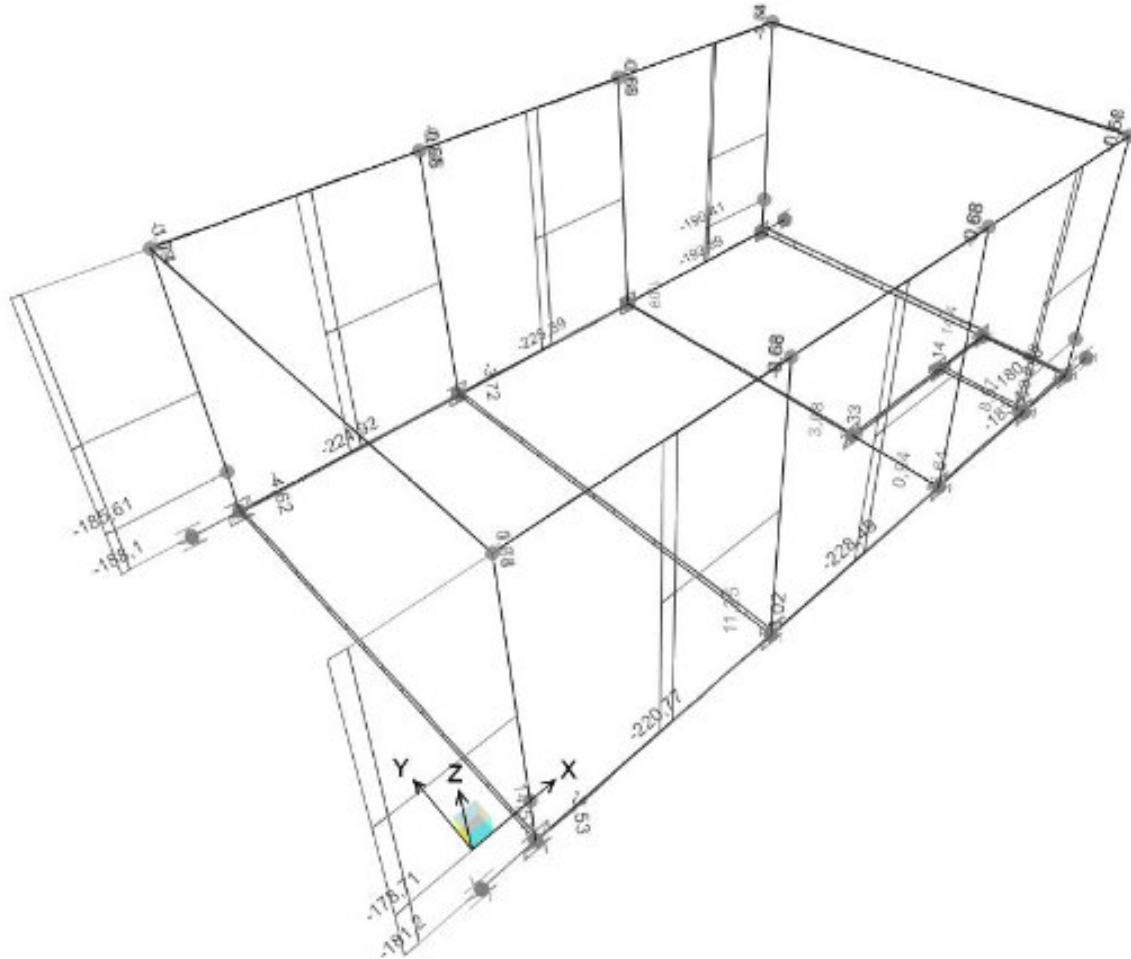


Figura 9-4: Involuppo SLU - Diagramma V2



*Figura 9-5: Involuppo SLU - Diagramma dello sforzo normale N*

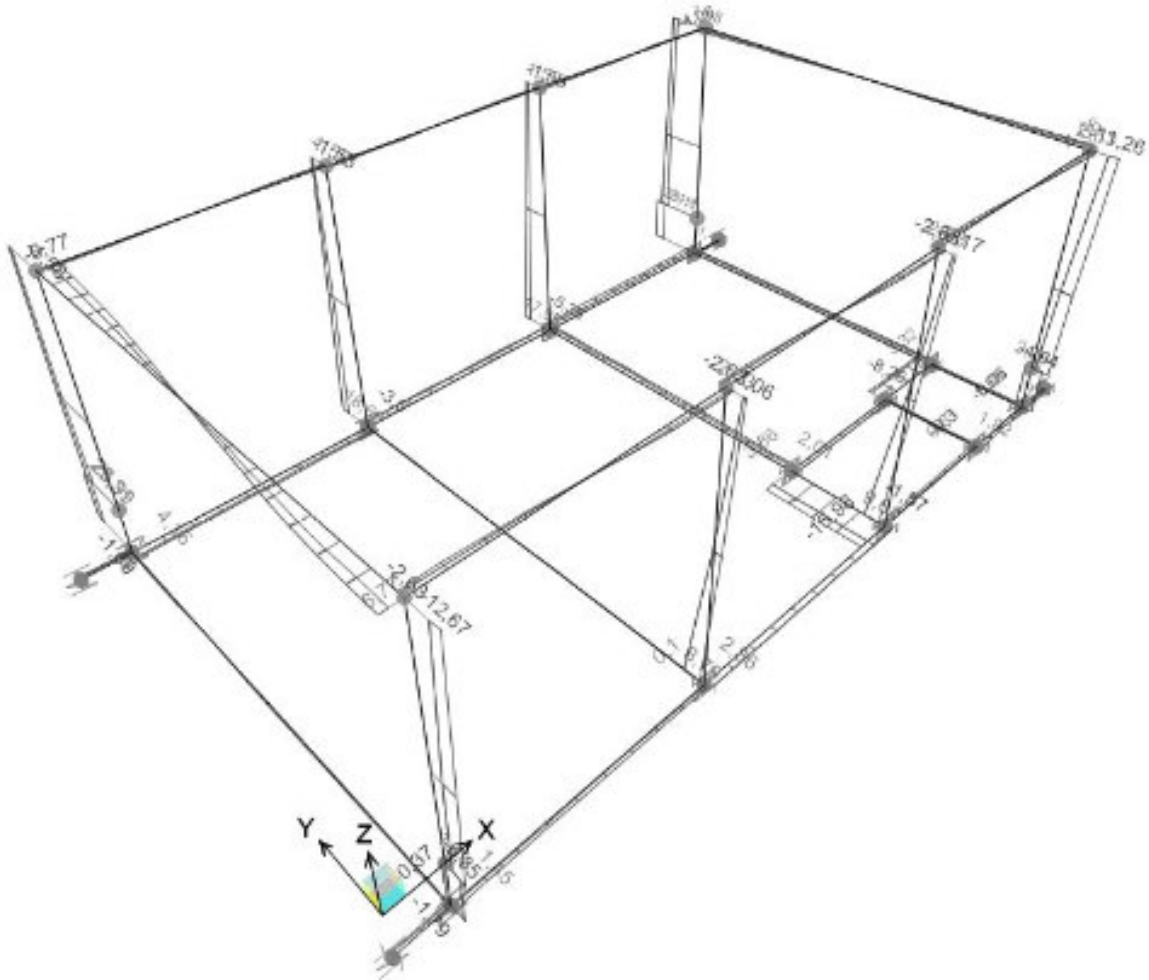


Figura 9-6: Involuppo SLU - Diagramma V3



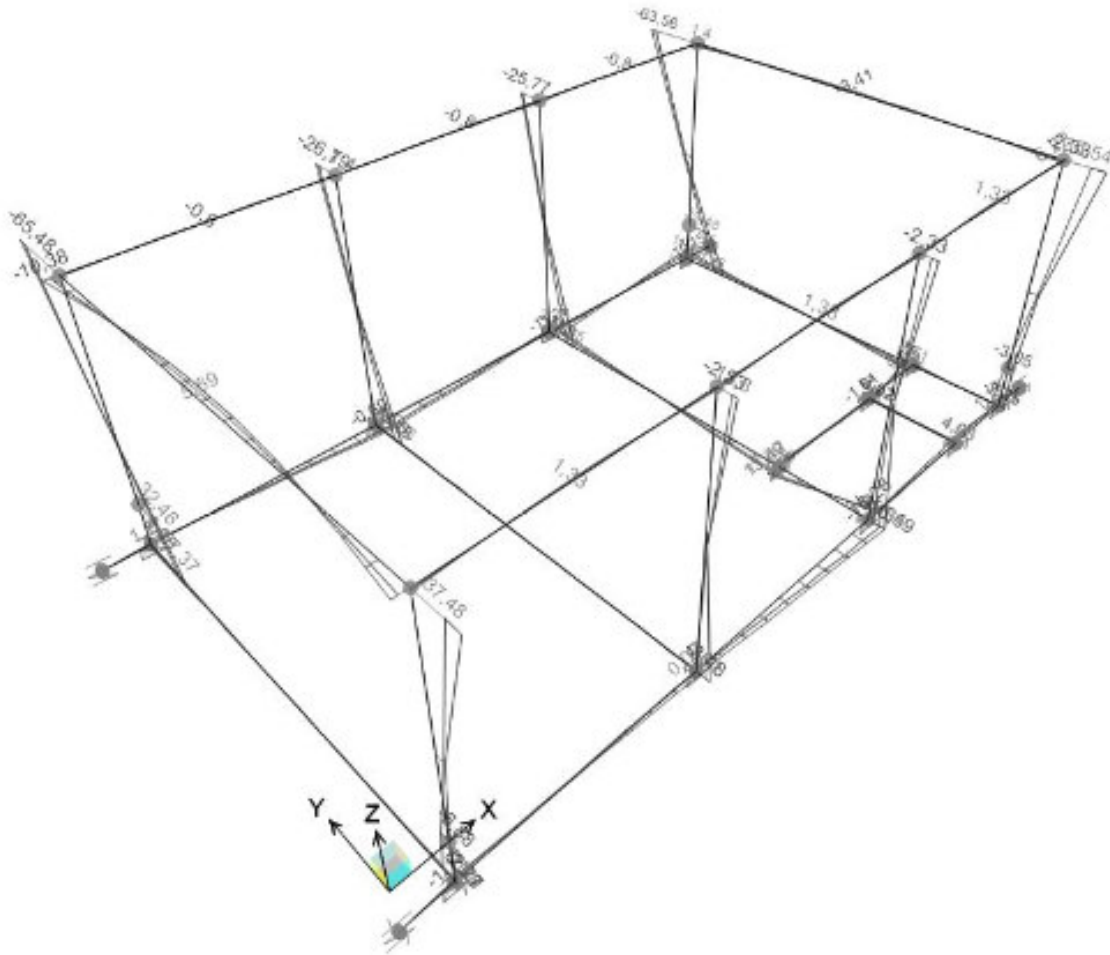


Figura 9-7: Involuppo SLU - Diagramma M2

### 9.2.2 Involuppo SLV

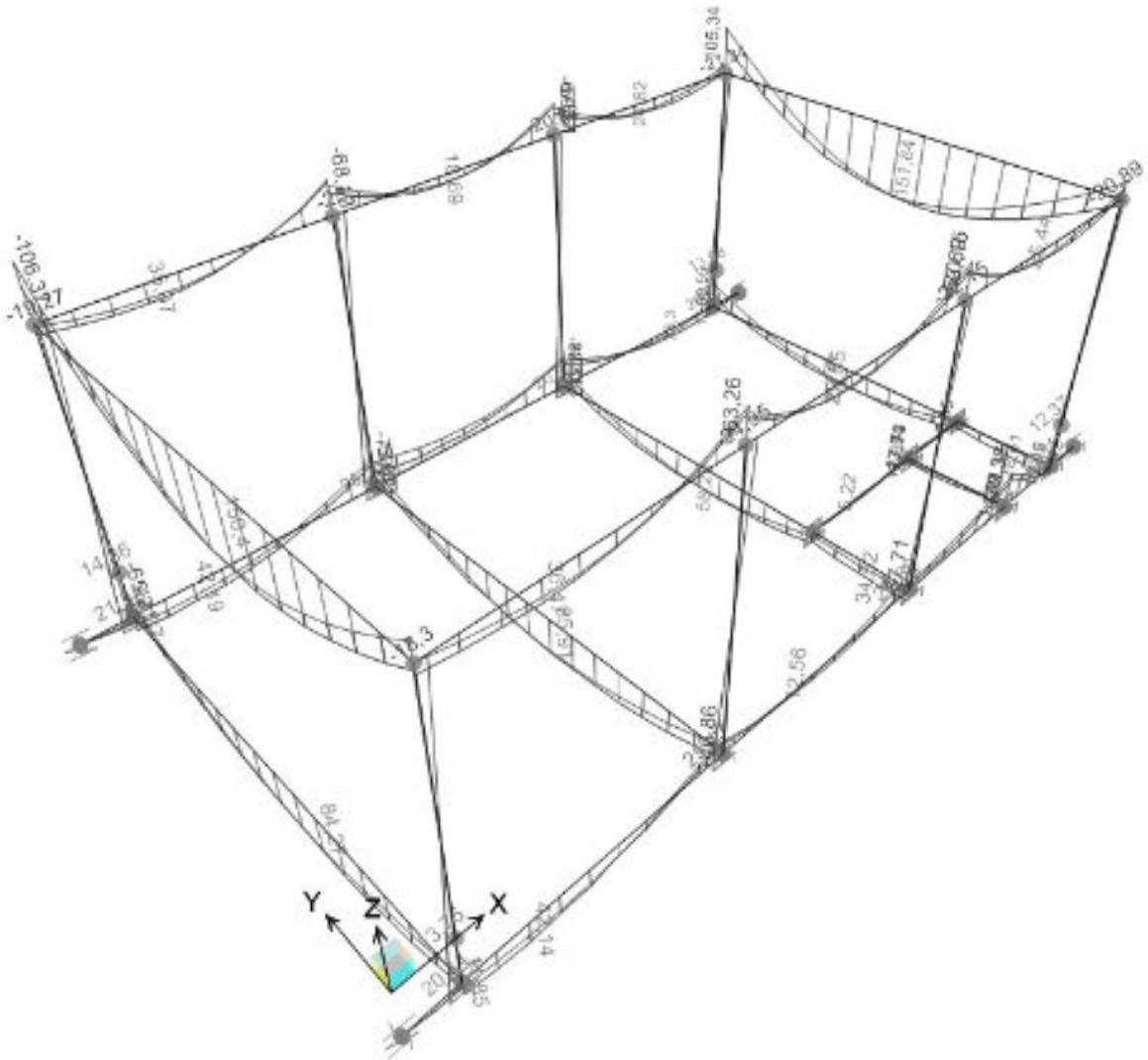


Figura 9-8: Involuppo SLV - Diagramma del momento flettente M3

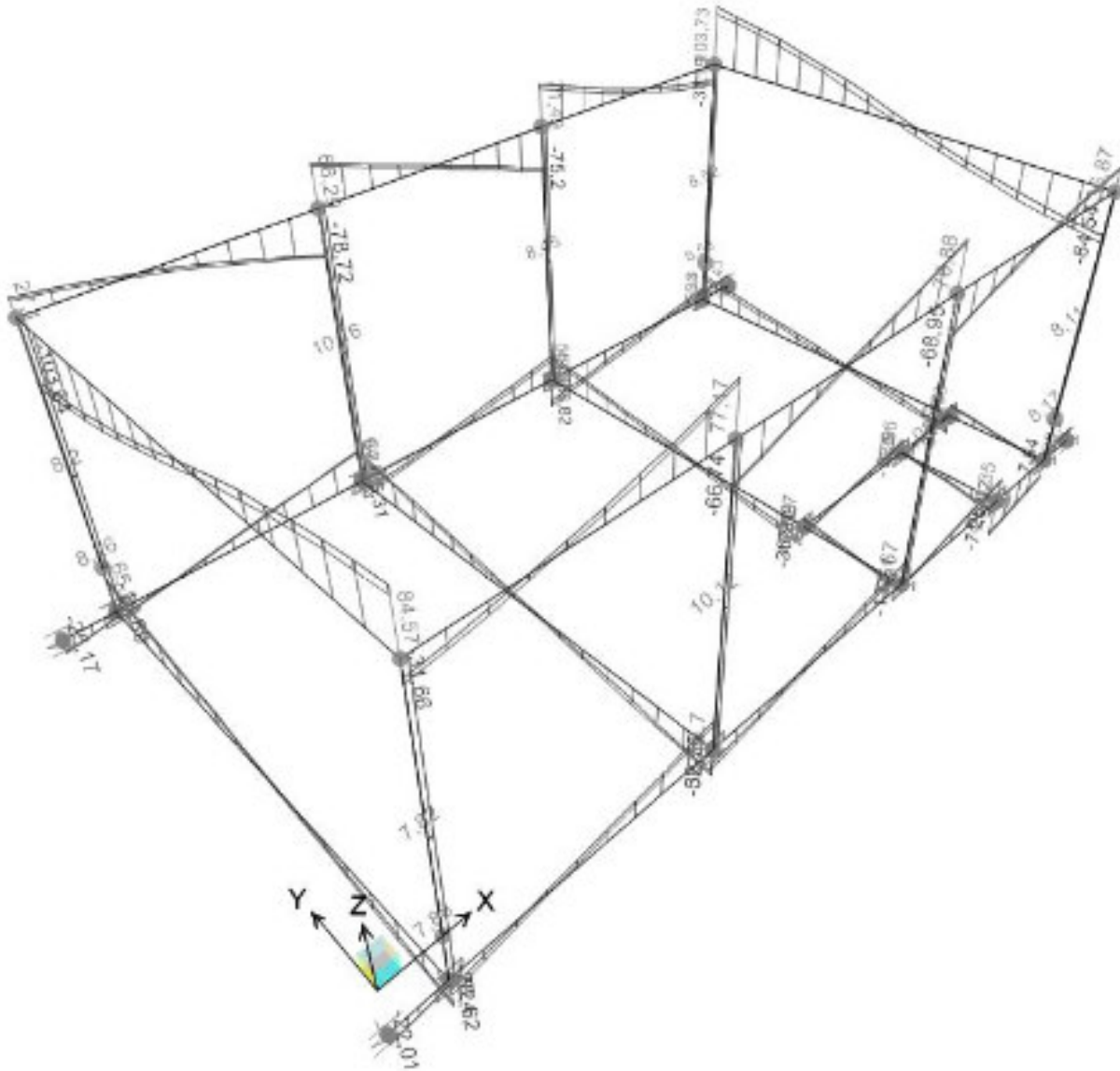
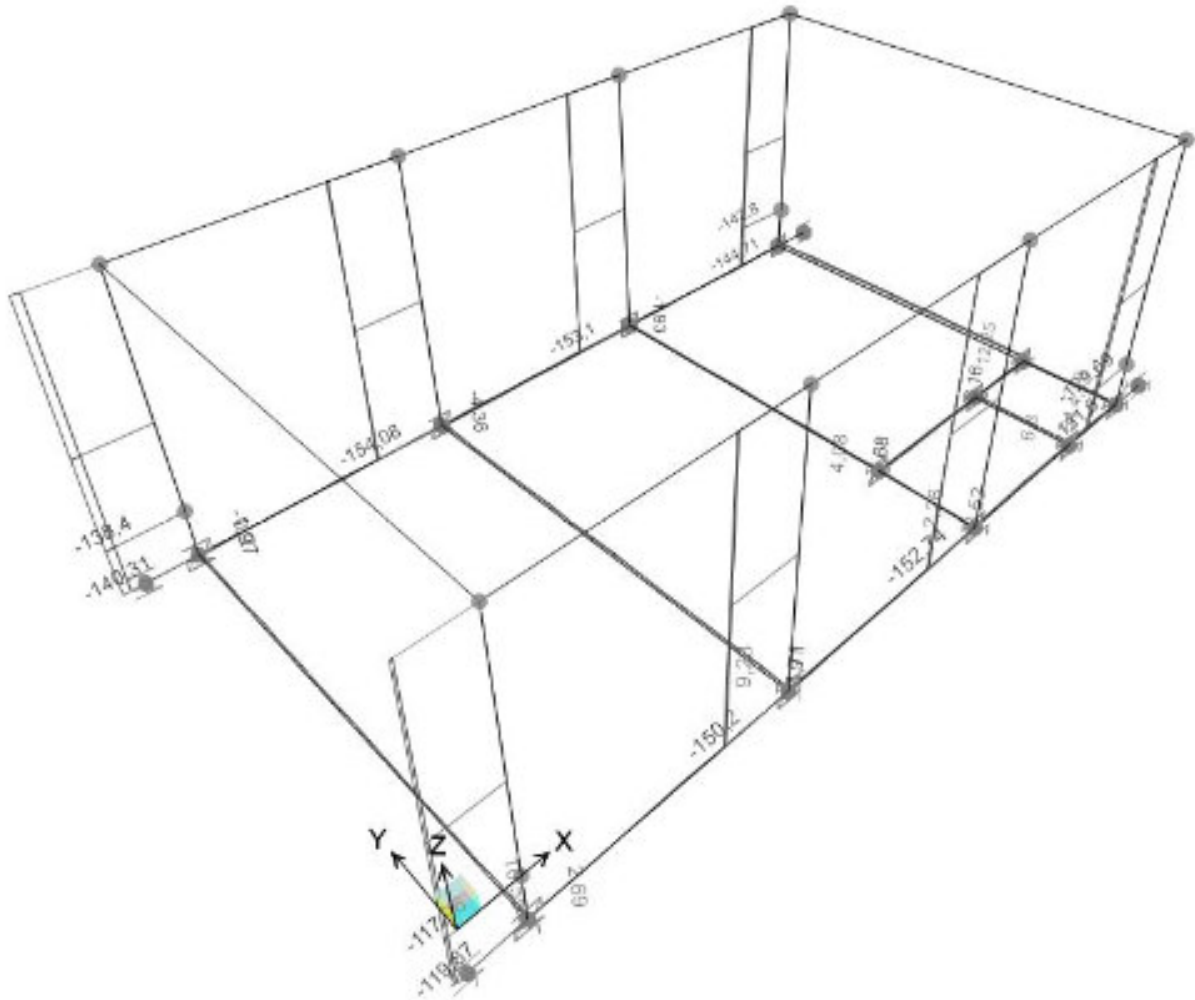


Figura 9-9: Involuppo SLV - Diagramma del taglio V2



**Figura 9-10: Involuppo SLV - Diagramma dello sforzo normale N**

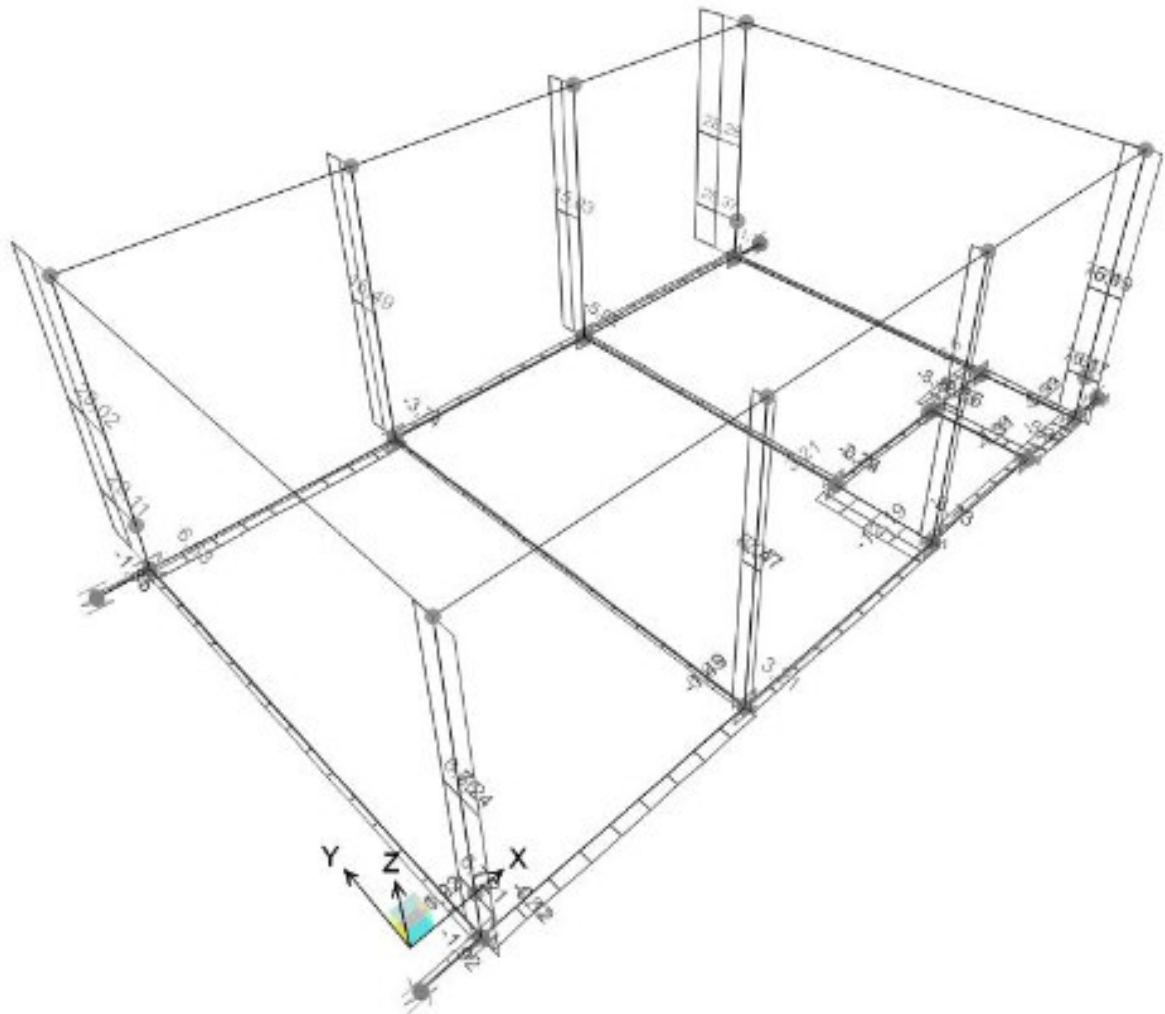
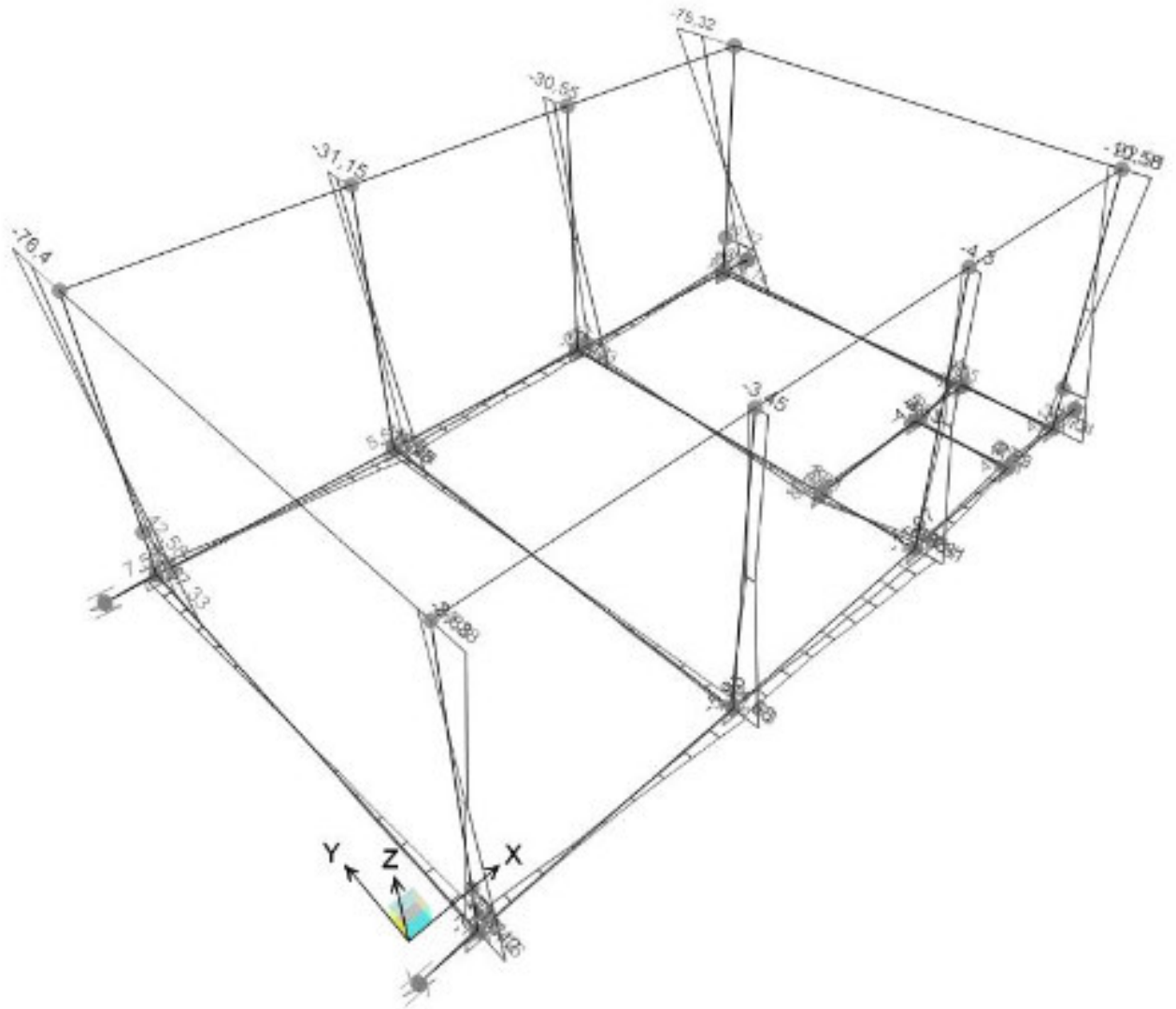


Figura 9-11: Involuppo SLV - Diagramma del taglio V3



**Figura 9-12: Involuppo SLV - Diagramma del momento M2**

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI</b>					
	<b>CTE BRINDISI – Relazione di calcolo delle strutture</b>					
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	
IA7K	00 D 18	CL	FA0100001	A	47 di 114	

## 10. CRITERI DI VERIFICA STR

Le verifiche sono condotte nel rispetto di quanto dichiarato nell'istruttoria RFI DTC INC PO SP IFS 001 A § 1.8.3.

Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1.50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio in barre: 1.15.

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali e geotecniche condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione;
- verifiche per gli stati limite ultimi a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio.

### 10.1 Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione e-presso-flessione

Allo stato limite ultimo, le verifiche a flessione o presso-flessione sono condotte confrontando (per le sezioni più significative) le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza.

### 10.2 Verifica agli stati limite ultimi a taglio

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dal DM14/01/2018, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[ \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; \left( v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio;

$$V_{Rd,s} = 0.9 \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \alpha + \cot \vartheta) \cdot \sin \alpha$$

valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento;

$$V_{Rd,max} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} (\cot \alpha + \cot \vartheta) / (1 + \cot^2 \vartheta)$$

valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse.

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \text{ con } d \text{ in mm};$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02;$$

$A_{sl}$  è l'area dell'armatura tesa;

$b_w$  è la larghezza minima della sezione in zona tesa;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd};$$

$N_{Ed}$  è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi;

$A_c$  è l'area della sezione di calcestruzzo;

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2};$$

$1 \leq \cot \vartheta \leq 2.5$  è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave

$A_{sw}$  è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;

$s$  è il passo delle staffe;

$f_{ywd}$  è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;

$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$  è la resistenza ridotta a compressione del calcestruzzo d'anima;

$\alpha_{cw} = 1$  è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

### 10.3 Verifica agli stati limite d'esercizio

Si effettuano le seguenti verifiche agli stati limite di esercizio:

- stato limite delle tensioni in esercizio;
- stato limite di fessurazione.

Nel primo caso, si esegue il controllo delle tensioni nei materiali supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare. In particolare, si controlla la tensione massima di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio, verificando che:

- $\sigma_c < 0.55 f_{ck}$  per combinazione di carico caratteristica (rara);
- $\sigma_c < 0.40 f_{ck}$  per combinazione di carico quasi permanente;



- $\sigma_s < 0.75 f_{yk}$  per combinazione di carico caratteristica (rara).

Nel secondo caso, si assume che le condizioni ambientali del sito in cui sorge l'opera siano ordinarie e aggressive, rispettivamente per la zattera di fondazione e per il paramento verticale, e si verifica che il valore limite di apertura della fessura, calcolato per armature poco sensibili, sia al più pari ai seguenti valori nominali:

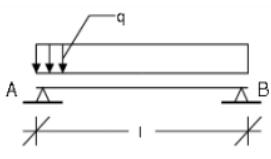
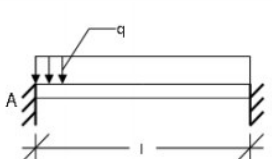
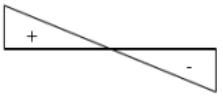



- $w_1 = 0.2 \text{ mm}$  per condizioni ambientali aggressive (comb. quasi permanente).
- $w_2 = 0.3 \text{ mm}$  per condizioni ambientali ordinarie (comb. Rara).

## 11. VERIFICHE STR

### 11.1 Solaio

Il solaio piano di copertura è di tipo CELERPAN e possiede le seguenti caratteristiche:

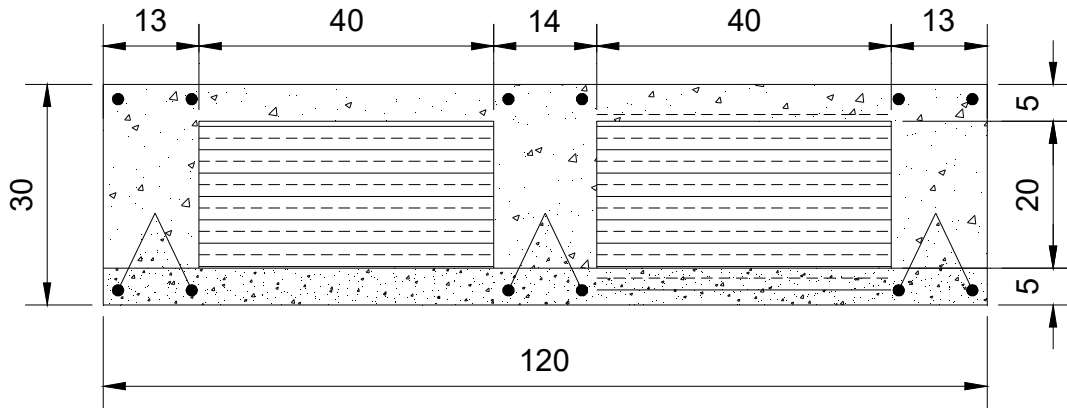
- altezza complessiva del solaio 30cm (5+20+5cm);
- larghezza delle lastre prefabbricate: lastre da 120cm;
- schema statico appoggio-appoggio per verifica in mezzeria e incastro-incastro per verifica sugli appoggi;

trave appoggiata con carico uniformemente ripartito		trave doppiamente incastrata con carico uniformemente ripartito	
	$R_A = R_B = (q \cdot l)/2$		$R_A = R_B = (q \cdot l)/2$
<p><b>T</b></p> 	$T_A = R_A = (q \cdot l)/2$ $T_B = -R_B = -(q \cdot l)/2$	<p><b>T</b></p> 	$T_A = R_A = (q \cdot l)/2$ $T_B = -R_B = -(q \cdot l)/2$
<p><b>M</b></p> 	$M_A = M_B = 0$ $M_{MAX} = (q \cdot l^2)/8$	<p><b>M</b></p> 	$M_A = M_B = (q \cdot l^2)/12$ $M_{MAX} = (q \cdot l^2)/24$ $M = 0 \rightarrow x = 0,21 \cdot l$

- carico distribuito sulla superficie:

peso proprio solaio G1	4 kN/m <sup>2</sup>
permanenti di copertura G2	1.05 kN/m <sup>2</sup>
accidentali da neve Qs	0.48 kN/m <sup>2</sup>

Il travetto misura 14cm, e l'armatura prevista è costituita da una rete elettrosaldata superiore ø8mm 10x10cm e dalle armature inferiori delle lastre prefabbricate 2xø5mm.

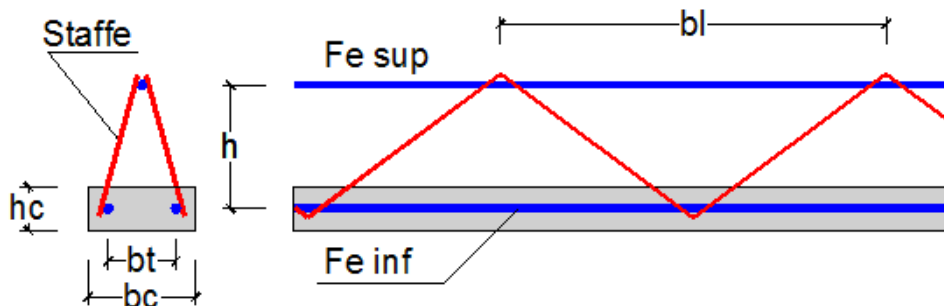


### 11.1.1 Posa del solaio

In primo luogo, è necessario dimensionare il traliccio metallico affogato nelle lastre predalles, in modo da garantire che sia in grado di sostenere i carichi cui è sottoposto in fase di getto, quando ancora il calcestruzzo non risulta collaborante. Assumendo di puntellare i solai soltanto alle estremità, in questa fase lo schema statico è di trave doppiamente appoggiata, soggetta a un carico distribuito fornito dal peso proprio del solaio e da un carico accidentale rappresentativo della manodopera.

Si considera dunque la seguente condizione di carico:

Luce netta Solaio Predalles	$L_1$	7.70	m
Carichi Permanenti Strutturali	$G_1$	4.00	$\text{kN/m}^2$
Carichi Accidentali	$Q_K$	0.50	$\text{kN/m}^2$
Carico $G_1$ sul singolo travetto		1.33	$\text{kN/m}$
Carico $Q$ sul singolo travetto		0.17	$\text{kN/m}$
Combinazione SLU		1.98	$\text{kN/m}$



$f_{yk} =$	450	[N/mm <sup>2</sup> ]	
$E_{fe} =$	210000	[N/mm <sup>2</sup> ]	
$\gamma_{M1} =$	1.05		Tabella 4.2V NTC18 § 4.2.4.1.1
$f_{ck} =$	45	[N/mm <sup>2</sup> ]	
$\varnothing_s =$	20	[mm]	diametro Fe superiore
$\varnothing_{st} =$	12	[mm]	diametro staffe
$\varnothing_i =$	20		diametro Fe inferiori
$n_i =$	2		numero Fe inferiori
$b_c =$	0.14	[m]	
$h_c =$	0.05	[m]	
$b_t =$	0.07	[m]	
$b_l =$	0.2	[m]	
$h =$	0.2	[m]	Altezza utile della sezione
$q_{G1} =$	1330	[N/m]	
$q_{Acc} =$	500	[[N/m]	
$q = q_{G1} \cdot 1.3 + q_{Acc} \cdot 1.5 =$	2479	[N/m]	
$L =$	7.7	[m]	Lunghezza travetto
$n_C =$	1		numero campate

### Calcolo sollecitazioni

$k_c =$	8		k per il calcolo del momento max in mezzeria
$k_a =$	1E+100		k per il calcolo del momento sull'appoggio
$k_v =$	0.5		k per il calcolo del taglio massimo
$k_f =$	5		k per il calcolo della freccia
$L_c = L / (n_C) =$	7.7	[m]	Luce di una singola campata
$M_c = q \cdot L_c^2 / k_c =$	18372.5	[Nm]	Momento massimo campata
$M_a = q \cdot L_c^2 / k_a =$	0.0	[Nm]	Momento appoggio
$V = q \cdot L_c / k_v =$	9544.2	[N]	Taglio massimo
$F_c = M_c / h =$	91862	[N]	Forza compressione/trazione in campata
$F_a = M_a / h =$	0.00	[N]	Forza compressione/trazione sull'appoggio
$L_{st} = \sqrt{(b_t^2 / 4 + b_l^2 / 4 + h^2)} =$	0.226	[m]	Lunghezza staffa
$F_{st} = V \cdot L_{st} / (2 \cdot h) =$	5400	[N]	Forza braccio staffa

### Verifiche

$\chi_{st} =$	0.4781	§ 4.2.4.1.3.1 NTC18
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_{M1} =$	428.6 [N/mm <sup>2</sup> ]	
$ver_{St} = F_{st} / (f_{yd} * \chi_{st} * \pi * \varnothing_{st}^2 / 4) =$	0.233	Coef. Verifica Staffe
$\chi_{Sup} =$	0.7917	§ 4.2.4.1.3.1 NTC18
$A_{sSup} = \pi * \varnothing_s^2 / 4 =$	314.16 [mm <sup>2</sup> ]	
$ver_{FeSup}' =$		
$F_c / (f_{yd} * \chi_{Sup} * A_{sSup}) =$	0.862	Coef. Verifica Ferro Superiore compressione
$ver_{FeSup} = F_a / (f_{yd} * A_{sSup}) =$	5E-100	Coef. Verifica Ferro Superiore trazione
$A_{sInf} = \pi * n_i * \varnothing_s^2 / 4 =$	628.32 [mm <sup>2</sup> ]	
$ver_{FeInf} = F_c / (f_{yd} * A_{sInf}) =$	0.34114	Coef. Verifica Ferro Inferiore trazione
$f_{cd} =$	25.50 [N/mm <sup>2</sup> ]	
$E_c = 22000 * (0.8 + f_{ck} / 10) ^{0.3} =$	36283.2 [N/mm <sup>2</sup> ]	
$\sigma_c = F_a / (b_c * h_c + (E / E_c) * A_{sInf}) =$	7E-99 [N/mm <sup>2</sup> ]	E/Ec = 6,67 per carichi di breve durata
$ver_{Cls} = \sigma_c / f_{cd} =$	3E-100	Coef. Verifica Cls inferiore

### 11.1.2 Verifiche SLU

Il travetto di solaio è soggetto alle seguenti massime azioni sollecitanti (rapportate a una larghezza collaborante pari a 14 cm + 40 cm):

	l	kN/m <sup>2</sup>	kN/m	$\gamma$	kN/m
G1	0.54	1.05	0.57	1.3	0.74
G2	0.54	4.00	2.16	1.5	3.24
Qs	0.54	0.48	0.26	1.5	0.39
Qk	0.54	1.00	0.54	1.5	0.81

Per la verifica in mezzeria si ha che:

$$M_{Ed}^+ = 38.4 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 19.95 \text{ kN}$$

Per la verifica in mezzeria si ha che:

$$M_{Ed}^- = -25.6 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 19.95 \text{ kN}$$

L'armatura inferiore è costituita da 2 $\phi$ 20. L'armatura superiore è costituita da 1 $\phi$ 20 (trascurando, a favore di sicurezza, il contributo della rete elettrosaldata).

#### 11.1.2.1 Verifica a flessione

Si utilizza il software VCAslu per verificare il travetto di solaio per il massimo momento positivo sollecitante (mezzeria) e per il massimo momento negativo sollecitante (appoggio)

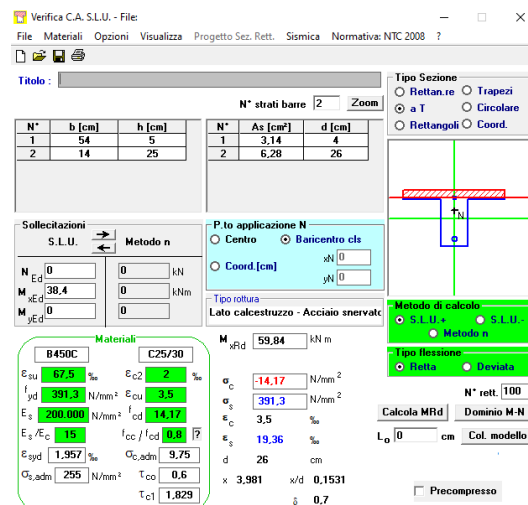


Figura 11-1:verifica SLU per massimo momento sollecitante (mezzeria) – FS = 1.56

Verifica C.A. S.L.U. - File: \_ □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

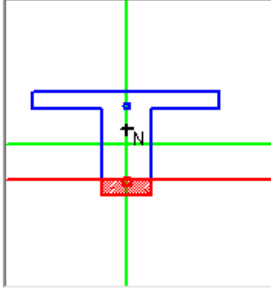
N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	54	5
2	14	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	3,14	4
2	6,28	26

**Tipo Sezione**

Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.



**Sollecitazioni**

S.L.U.  Metodo n

N <sub>Ed</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/> kN
M <sub>xEd</sub>	<input type="text" value="25,6"/>	<input type="text" value="0"/> kNm
M <sub>yEd</sub>	<input type="text" value="0"/>	<input type="text" value="0"/>

**P.to applicazione N**

Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN   
yN

**Tipo rottura**  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Metodo di calcolo**

S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipo flessione**

Retta  Deviata

N° rett.

Calcola MRd  Dominio M-N

L<sub>0</sub>  cm  Col. modello

Precompresso

**Materiali**

B450C	C25/30
ε <sub>su</sub> <input type="text" value="67,5"/> ‰	ε <sub>c2</sub> <input type="text" value="2"/> ‰
f <sub>yd</sub> <input type="text" value="391,3"/> N/mm <sup>2</sup>	ε <sub>cu</sub> <input type="text" value="3,5"/>
E <sub>s</sub> <input type="text" value="200.000"/> N/mm <sup>2</sup>	f <sub>cd</sub> <input type="text" value="14,17"/>
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> <input type="text" value="15"/>	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> <input type="text" value="0,8"/> ?
ε <sub>syd</sub> <input type="text" value="1,957"/> ‰	σ <sub>c,adm</sub> <input type="text" value="9,75"/>
σ <sub>s,adm</sub> <input type="text" value="255"/> N/mm <sup>2</sup>	τ <sub>co</sub> <input type="text" value="0,6"/>
	τ <sub>cl</sub> <input type="text" value="1,829"/>

M<sub>xRd</sub>  kN m

σ<sub>c</sub>  N/mm<sup>2</sup>

σ<sub>s</sub>  N/mm<sup>2</sup>

ε<sub>c</sub>  ‰

ε<sub>s</sub>  ‰

d  cm

x  x/d

δ

Figura 11-2: verifica SLU per massimo momento sollecitante (mezzeria) – FS = 1.17

### 11.1.2.2 Verifica a taglio

Si considera la sola sezione di calcestruzzo 14 cm × 30 cm:

• **Caratteristiche della sezione**

$b_w = 140$	mm larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 300$	mm altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 40$	mm copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 45$	MPa resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 1 \text{ } \emptyset \text{ } 20$	$= 3.14$	$\text{cm}^2$
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0 \text{ } \emptyset \text{ } 0$	$= 0.00$	$\text{cm}^2$
$d = 260$	mm altezza utile	$A_{sl,3} = 0 \text{ } \emptyset \text{ } 0$	$= 0.00$	$\text{cm}^2$
$f_{cd} = 25.50$	MPa resist. di calcolo		$3.14$	$\text{cm}^2$

• **Sollecitazioni** (compressione <0, trazione >0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 19.2 \text{ kN}$$

• **Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio**

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.877 < 2$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{\min} = 0.604$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.0086 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

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

$$V_{Rd} = 27.8 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{\min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 22.0 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 27.8 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio



### 11.1.3 Verifiche SLE

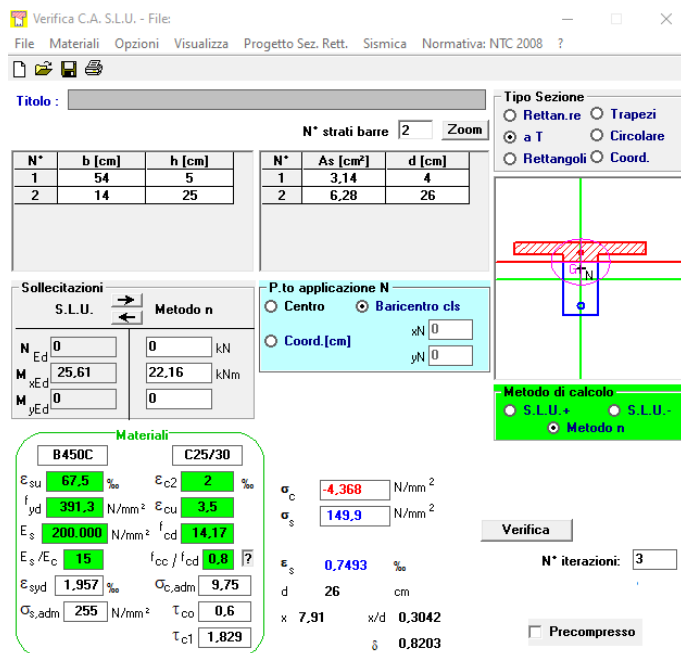
#### 11.1.3.1 Combinazione rara – verifiche di limitazione delle tensioni

Il travetto di solaio è soggetto alle seguenti massime azioni sollecitanti (rapportate a una larghezza collaborante pari a 14 cm + 40 cm):

	l	kN/m <sup>2</sup>	kN/m	$\gamma$	kN/m
G1	0.54	1.05	0.57	1	0.57
G2	0.54	4.00	2.16	1	2.16
Qs	0.54	0.48	0.26	1	0.26
Qk	0.54	1.00	0.54	0	0

Per la verifica in mezzeria si ha che:

$$M_{Ed}^+ = 22.16 \text{ kNm}$$



**Verifica C.A. S.L.U. - File:**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

**Titolo:** \_\_\_\_\_

**N° strati barre:** 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm <sup>2</sup> ]	d [cm]
1	54	5	1	3.14	4
2	14	25	2	6.28	26

**Tipo Sezione:**  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

**Sollecitazioni:**  
 S.L.U.  Metodo n  
 N<sub>Ed</sub> 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 25.61 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 kNm

**P.to applicazione N:**  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

**Metodo di calcolo:**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Materiali:**  
 B450C C25/30  
 E<sub>su</sub> 67.5 % E<sub>c2</sub> 2 %  
 f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm<sup>2</sup> E<sub>cu</sub> 3.5  
 E<sub>s</sub> 200.000 N/mm<sup>2</sup> f<sub>cd</sub> 14.17  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
 e<sub>syd</sub> 1.957 % G<sub>c,adm</sub> 9.75  
 G<sub>s,adm</sub> 255 N/mm<sup>2</sup> τ<sub>co</sub> 0.6  
 τ<sub>c1</sub> 1.829

**Calcolo:**  
 σ<sub>c</sub> -4.368 N/mm<sup>2</sup>  
 σ<sub>s</sub> 149.9 N/mm<sup>2</sup>  
 ε<sub>s</sub> 0.7493 ‰  
 d 26 cm  
 x 7.91 x/d 0.3042  
 δ 0.8203

**Verifica:**  
 N° iterazioni: 3  
 Precompresso

Secondo quanto specificato al §4.1.2.2.5.1 delle NTC08, la massima tensione di compressione del calcestruzzo deve rispettare la seguente limitazione:

$$\sigma_c = |-4.37| \text{ MPa} < 0.6 \times f_{ck} = 14.94 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

Per quanto riguarda le barre d'armatura:

$$\sigma_s = 149.9 \text{ MPa} < 0.8 \times f_{yk} = 360 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

Per la verifica sull'appoggio si ha che:

$$M_{Ed}^- = -14.78 \text{ kNm}$$

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	54	5	1	3,14	4
2	14	25	2	6,28	26

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N <sub>Ed</sub>	0	0	kN
M <sub>xEd</sub>	25,61	-14,78	kNm
M <sub>yEd</sub>	0	0	

P.to applicazione N

Centro  Baricentro cls

Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione

Rettan.re  Trapezi

a T  Circolare

Rettangoli  Coord.

Metodo di calcolo

S.L.U.+  S.L.U.-

Metodo n

Materiali

B450C	C25/30
$\epsilon_{su}$ 67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$ 391,3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$ 3,5 ‰
$E_s$ 200.000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$ 14,17
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0,8
$\epsilon_{syd}$ 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9,75
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$ 0,6
	$\tau_{c1}$ 1,829

$\sigma_c$  -6,243 N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_s$  207,3 N/mm<sup>2</sup>

$\epsilon_s$  1,036 ‰

d 26 cm

x 8,091 x/d 0,3112

$\delta$  0,829

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

Secondo quanto specificato al §4.1.2.2.5.1 delle NTC08, la massima tensione di compressione del calcestruzzo deve rispettare la seguente limitazione:

$$\sigma_c = |-6.243| \text{ MPa} < 0.6 \times f_{ck} = 14.94 \text{ MPa} \quad \square \text{ OK}$$

Per quanto riguarda le barre d'armatura:

$$\sigma_s = 207.3 \text{ MPa} < 0.8 \times f_{yk} = 360 \text{ MPa} \quad \square \text{ OK}$$

### 11.1.3.2 Combinazione frequente – verifiche di fessurazione

Il travetto di solaio è soggetto alle seguenti massime azioni sollecitanti (rapportate a una larghezza collaborante pari a 14 cm + 40 cm):

	l	kN/m <sup>2</sup>	kN/m	$\gamma$	kN/m
G1	0.54	1.05	0.57	1	0.57
G2	0.54	4.00	2.16	1	2.16
Qs	0.54	0.48	0.26	0.2	0.052
Qk	0.54	1.00	0.54	0	0

La verifica a fessurazione si conduce soltanto in mezzeria, dato che in tale sezione si ha la bw più piccola e la sollecitazione maggiore. Si ottiene quindi che:

$$M^+_{Ed} = 20.61 \text{ kNm}$$

L'apertura massima delle fessure deve invece rispettare le limitazioni di cui al §4.1.2.2.4.5 delle NTC18:

$$w_d = \epsilon_{sm} \times \Delta s_m < w_3 = 0.4 \text{ mm} \quad \text{VERIFICATO}$$

SLS CRACK WIDTH CONTROL

Reference: EN 1992-1-1:2004, p. 7.3.4

MATERIALS	
Concrete class	C25/30
$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	25
$f_{ct,eff}$ (N/mm <sup>2</sup> )	2,6
$E_{cm}$ (N/mm <sup>2</sup> )	31475
Steel grade	B450C
$f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	450
$E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	210000
$\alpha_e = E_s / E_{cm}$	6,67

CROSS-SECTION GEOMETRY	
$b_w$ (mm)	140,00
$h$ (mm)	300,00
$c$ (mm)	40,00
$i_{vert}$ (mm)	50,00
$i_{hor}$ (mm)	150,00
$A_{s1}$ (mm <sup>2</sup> )	0
$d_1$ (mm)	0
$A_{s2}$ (mm <sup>2</sup> )	314
$d_2$ (mm)	40
$A_{s3}$ (mm <sup>2</sup> )	628
$d_3$ (mm)	260
$A_{s4}$ (mm <sup>2</sup> )	0
$d_4$ (mm)	0
$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	628
$d$ (mm)	260
$\phi$ (mm)	20,00
$x$ (mm)	92,1
$I$ (mm <sup>4</sup> )	160261653
$\rho$ 's	0,75%

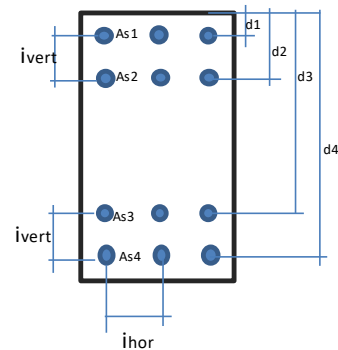
CALCULATION OF CRACK WIDTH	
$s_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	144,0
Check on bars spacing: $i_{hor} \leq 5(c+f)$	YES
$k_1$	0,80
$k_2$	0,50
$k_3$	3,40
$k_4$	0,43
$h_{c,eff}$ (mm)	69,28989156
$A_{c,eff}$ (mm <sup>2</sup> )	9700,584818
$r_{p,eff}$	0,0647
$s_{r,max}$ (mm)	188,5
$k_t$	0,4
$e_{sm} - e_{cm}$	0,001
$w_k$ (mm)	0,109

CHECK
$M_{sd}$ (kNm)
21
$M_{ctm}$ (kNm)
5,5
Crack width calculation required
$w_k$ (mm)
0,109
$w_{lim}$ (mm)
0,4
Check
OK

Decompression moment check

Crack width calculation (if required)

STEEL REINFORCEMENT			
$A_{s1}$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi 12$	$\phi 14$	$\phi 16$
0	0	0	0
$A_{s2}$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi 20$	$\phi 25$	$\phi 32$
314	1	0	0
$A_{s3}$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi 20$	$\phi 25$	$\phi 32$
628	2	0	0
$A_{s4}$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi 12$	$\phi 14$	$\phi 16$
0	0	0	0

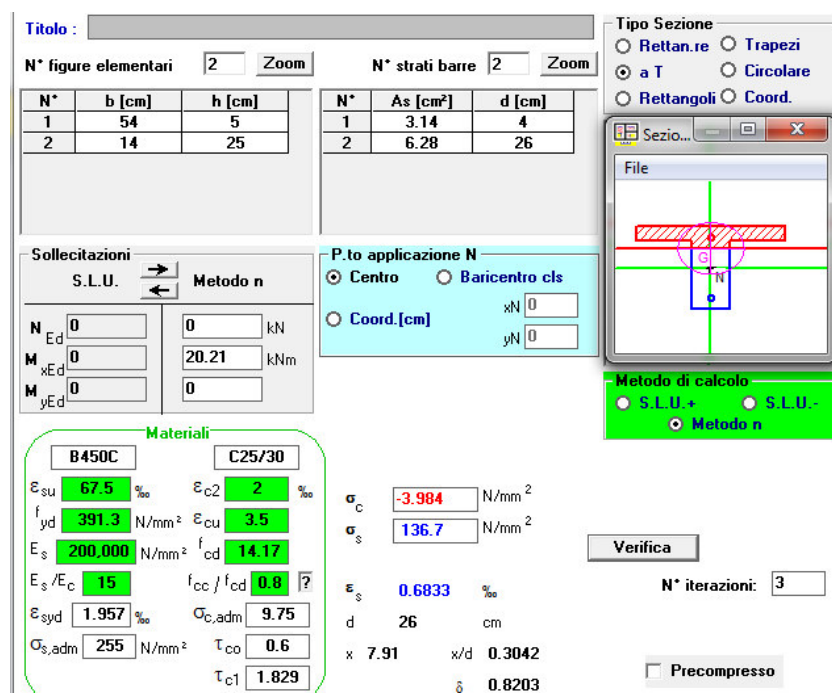


11.1.3.3 Combinazione Quasi Permanente – verifiche di limitazione delle tensioni e di fessurazione  
Il travetto di solaio è soggetto alle seguenti massime azioni sollecitanti (rapportate a una larghezza collaborante pari a 14 cm + 40 cm):

	l	kN/m <sup>2</sup>	kN/m	$\gamma$	kN/m
G1	0.54	1.05	0.57	1	0.57
G2	0.54	4.00	2.16	1	2.16
Qs	0.54	0.48	0.26	0	0
Qk	0.54	1.00	0.54	0	0

La verifica a fessurazione si conduce soltanto in mezzeria, dato che in tale sezione si ha la bw più piccola e la sollecitazione maggiore. Si ottiene quindi che:

$$M^+_{Ed} = 20.21 \text{ kNm}$$



**TITOLO :** [ ]

N° figure elementari:  Zoom

N° strati barre:  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	54	5
2	14	25

N°	As [cm <sup>2</sup> ]	d [cm]
1	3.14	4
2	6.28	26

**Sollecitazioni**  
S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>xEd</sub>  kNm  
M<sub>yEd</sub>  kNm

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN  yN

**Materiali**  
B450C C25/30

$\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$   ‰  
 $E_s$   N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$   ‰  
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$   ‰  
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$    $\tau_{c1}$

$\sigma_c$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$   ‰  
d  cm  
x  x/d   
 $\delta$

**Metodo di calcolo**  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

**Verifica**  
N° iterazioni:

Precompresso

$$\sigma_c = |-3.98| \text{ MPa} < 0.45 \times f_{ck} = 11.21 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

Per quanto riguarda le barre d'armatura:

$$\sigma_s = 136.7 \text{ MPa} < 0.8 \times f_{yk} = 360 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

L'apertura massima delle fessure deve invece rispettare le limitazioni di cui al §4.1.2.2.4.5 delle NTC18:

$$w_d = \epsilon_{sm} \times \Delta_{sm} < w_2 = 0.3 \text{ mm VERIFICATO}$$

SLS CRACK WIDTH CONTROL

Reference: EN 1992-1-1:2004, p. 7.3.4

MATERIALS	
Concrete class	C25/30
$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	25
$f_{ct,eff}$ (N/mm <sup>2</sup> )	2,6
$E_{cm}$ (N/mm <sup>2</sup> )	31475
Steel grade	B450C
$f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	450
$E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	210000
$\alpha_e = E_s / E_{cm}$	6,67

CROSS-SECTION GEOMETRY	
$b_w$ (mm)	140,00
$h$ (mm)	300,00
$c$ (mm)	40,00
$i_{vert}$ (mm)	50,00
$i_{hor}$ (mm)	150,00
$A_{s1}$ (mm <sup>2</sup> )	0
$d_1$ (mm)	0
$A_{s2}$ (mm <sup>2</sup> )	314
$d_2$ (mm)	40
$A_{s3}$ (mm <sup>2</sup> )	628
$d_3$ (mm)	260
$A_{s4}$ (mm <sup>2</sup> )	0
$d_4$ (mm)	0
$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	628
$d$ (mm)	260
$\phi$ (mm)	20,00
$x$ (mm)	92,1
$I$ (mm <sup>4</sup> )	160261653
$\rho$ 's	0,75%

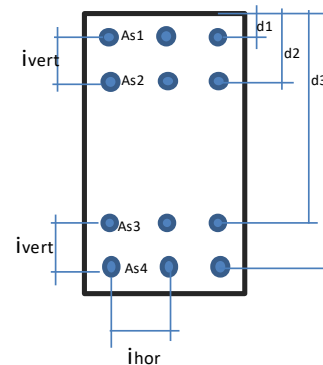
CALCULATION OF CRACK WIDTH	
$s_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	141,4
Check on bars spacing: $i_{hor} \leq 5(c+f)$	YES
$k_1$	0,80
$k_2$	0,50
$k_3$	3,40
$k_4$	0,43
$h_{c,eff}$ (mm)	69,28989156
$A_{c,eff}$ (mm <sup>2</sup> )	9700,584818
$r_{p,eff}$	0,0647
$s_{r,MBx}$ (mm)	188,5
$k_t$	0,4
$e_{sm} - e_{cm}$	0,001
$w_k$ (mm)	0,106

CHECK
$M_{sd}$ (kNm)
20
$M_{ctm}$ (kNm)
5,5
Crack width calculation required
$w_k$ (mm)
0,106
$w_{lim}$ (mm)
0,3
Check
OK

Decompression moment check

Crack width calculation (if required)

STEEL REINFORCEMENT			
$A_{s1}$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi 12$	$\phi 14$	$\phi 16$
0	0	0	0
$A_{s2}$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi 20$	$\phi 25$	$\phi 32$
314	1	0	0
$A_{s3}$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi 20$	$\phi 25$	$\phi 32$
628	2	0	0
$A_{s4}$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi 12$	$\phi 14$	$\phi 16$
0	0	0	0



#### 11.1.3.4 Deformabilità

Si valuta la freccia in mezzeria per lo schema di trave semplicemente appoggiata:

$$f_c = \frac{5}{384} \frac{pL^4}{EJ''}$$

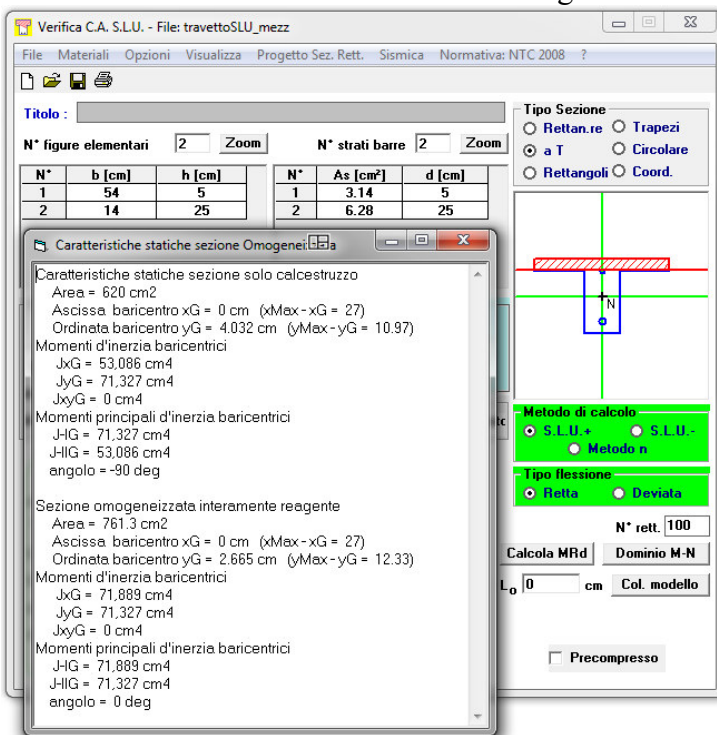
Dove:

p = carico uniformemente distribuito in combinazione di esercizio quasi permanente

L = lunghezza della campata

E = modulo elastico del calcestruzzo

J'' = momento di inerzia della sezione omogeneizzata



The screenshot shows a software window titled 'Verifica C.A. S.L.U. - File: travettoSLU\_mezz'. It contains a table of reinforcement bars and a window titled 'Caratteristiche statiche sezione Omogeneizzata'.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	54	5	1	3.14	5
2	14	25	2	6.28	25

The 'Caratteristiche statiche sezione Omogeneizzata' window displays the following data:

Caratteristiche statiche sezione solo calcestruzzo  
 Area = 620 cm²  
 Ascissa baricentro xG = 0 cm (xMax-xG = 27)  
 Ordinata baricentro yG = 4.032 cm (yMax-yG = 10.97)  
 Momenti d'inerzia baricentrici  
 JxG = 53.086 cm⁴  
 JyG = 71.327 cm⁴  
 JxyG = 0 cm⁴  
 Momenti principali d'inerzia baricentrici  
 J-HG = 71.327 cm⁴  
 J-IIG = 53.086 cm⁴  
 angolo = -90 deg

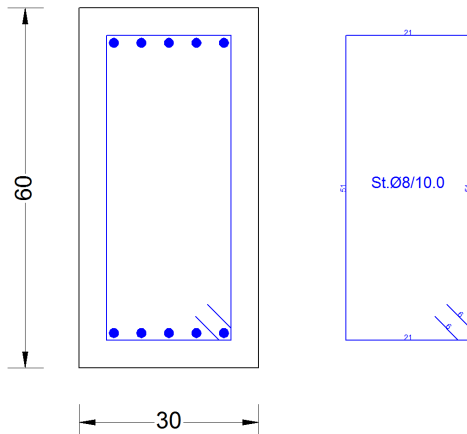
Sezione omogeneizzata interamente reagente  
 Area = 761.3 cm²  
 Ascissa baricentro xG = 0 cm (xMax-xG = 27)  
 Ordinata baricentro yG = 2.665 cm (yMax-yG = 12.33)  
 Momenti d'inerzia baricentrici  
 JxG = 71.889 cm⁴  
 JyG = 71.327 cm⁴  
 JxyG = 0 cm⁴  
 Momenti principali d'inerzia baricentrici  
 J-HG = 71.889 cm⁴  
 J-IIG = 71.327 cm⁴  
 angolo = 0 deg

Ec=	31000 [N/mm²]		
I' =	71000 [cm⁴]		
L	770 [cm]		
qperm	2.73 [kN/m]		
v	0.006 [m]	<	L/500 = 0.015

La verifica risulta soddisfatta.

## 11.2 Travi di copertura

Si considerano 5 $\phi$ 18 sia superiormente che inferiormente e staffe  $\phi$ 8/10 cm.



### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

- CALCESTRUZZO - Classe: C30/37**
- Resistenza compress. di progetto  $f_{cd}$ : 17.00 MPa
  - Resistenza compress. ridotta  $f_{cd}'$ : 8.500 MPa
  - Deform. unitaria max resistenza  $\epsilon_{c2}$ : 0.0020
  - Deformazione unitaria ultima  $\epsilon_{cu}$ : 0.0035
  - Diagramma tensioni-deformaz.: Parabola-Rettangolo
  - Modulo Elastico Normale  $E_c$ : 32836.0 MPa
  - Resis. media a trazione  $f_{ctm}$ : 2.900 MPa
  - Coeff.Omogen. S.L.E.: 15.00
  - Sc limite S.L.E. comb. Rare: 18.000 MPa
  - Sc limite S.L.E. comb. Frequenti: 18.000 MPa
  - Ap. Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti: 0.300 mm
  - Sc limite S.L.E. comb. Q. Permanenti: 13.500 MPa
  - Ap. Fess.limite S.L.E. comb. Q. Perm.: 0.200 mm
- ACCIAIO - Tipo: B450C**
- Resist. caratt. a snervamento  $f_{yk}$ : 450.00 MPa
  - Resist. caratt. a rottura  $f_{tk}$ : 450.00 MPa
  - Resist. a snerv. di progetto  $f_{yd}$ : 391.30 MPa
  - Resist. ultima di progetto  $f_{td}$ : 391.30 MPa
  - Deform. ultima di progetto  $E_{pu}$ : 0.068
  - Modulo Elastico  $E_f$ : 200000.0 MPa
  - Diagramma tensioni-deformaz.: Bilineare finito
  - Coeff. Aderenza istant.  $\beta_1*\beta_2$ : 1.00
  - Coeff. Aderenza differito  $\beta_1*\beta_2$ : 0.50

### 11.2.1 Verifiche SLU-SLV

Si riportano nella tabella sottostante le sollecitazioni di progetto allo SLU-SLV. Si evidenziano i valori con cui si eseguiranno le verifiche di resistenza.

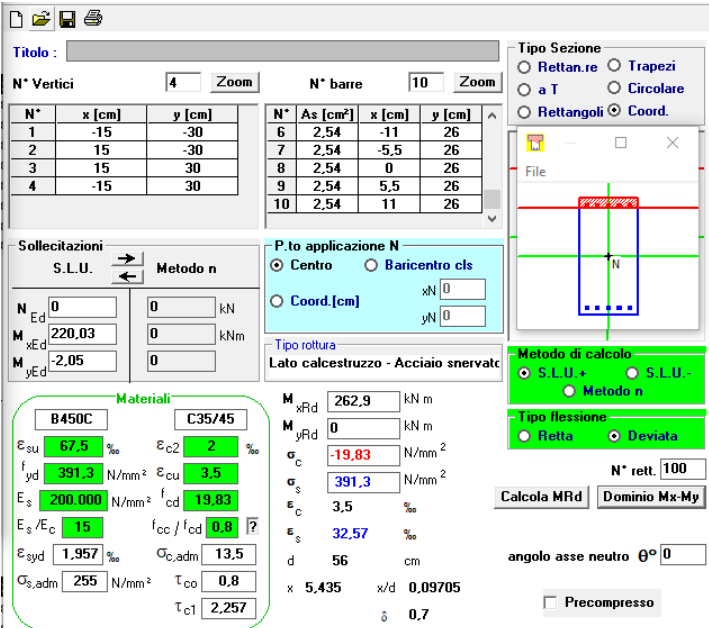
OutputCase	INVILUPPO SLU-SLV							
Elemento	Max di M3	Min di M3	Max di M2	Min di M2	Max di V2	Min di V2	Max di V3	Min di V3
trave long 1 parte 1	42,34	-115,30	4,25	-4,25	116,11	-42,52	2,74	-2,63
trave long 1 parte 2	32,43	-89,99	1,34	-2,39	110,41	-103,32	2,63	-2,66
trave long 1 parte 3	35,60	-106,24	4,33	-4,33	44,79	-111,59	2,63	-2,80
trave long 2 parte 1	40,65	-120,80	7,43	-7,43	40,73	-118,39	3,90	-1,58
trave long 2 parte 2	30,80	-91,48	1,46	-0,81	102,78	-108,45	1,58	-1,61
trave long 2 parte 3	36,11	-113,93	7,53	-7,53	114,70	-45,53	1,58	-3,96
trave trasv 1	218,02	-106,37	5,69	-10,38	124,20	-132,90	6,77	-6,77
trave trasv 2	<b>220,03</b>	-105,34	6,22	-3,41	<b>132,89</b>	-124,21	4,06	-4,06

#### 11.2.1.1 Verifica a flessione

Si utilizza il software VCAslu per verificare la trave maggiormente sollecitata a flessione.

La verifica a flessione deviata viene condotta per la trave trasv. 2 con le seguenti sollecitazioni:

Frame	Stazio	OutputCase	CaseType	StepTy	P	V2	V3	T	M2	M3
trave trasv 2	3,85	SLU1	Combination		0,00	4,34	0,00	0,05	-2,05	220,03

**Materiali**

**B450C**    **C35/45**

$\epsilon_{su}$  67,5 ‰     $\epsilon_{c2}$  2 ‰

$f_{yd}$  391,3 N/mm<sup>2</sup>     $\epsilon_{cu}$  3,5 ‰

$E_s$  200.000 N/mm<sup>2</sup>     $f_{cd}$  19,83

$E_s/E_c$  15     $f_{cc}/f_{cd}$  0,8

$\epsilon_{syd}$  1,957 ‰     $\sigma_{c,adm}$  13,5

$\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>     $\tau_{co}$  0,8

$\tau_{c1}$  2,257

**Mx [kNm]**

**My [kNm]**

**MxRd** 262,9 kNm

**MyRd** 0 kNm

$\sigma_c$  -19,83 N/mm<sup>2</sup>

$\sigma_s$  391,3 N/mm<sup>2</sup>

$\epsilon_s$  3,5 ‰

$\epsilon_s$  32,57 ‰

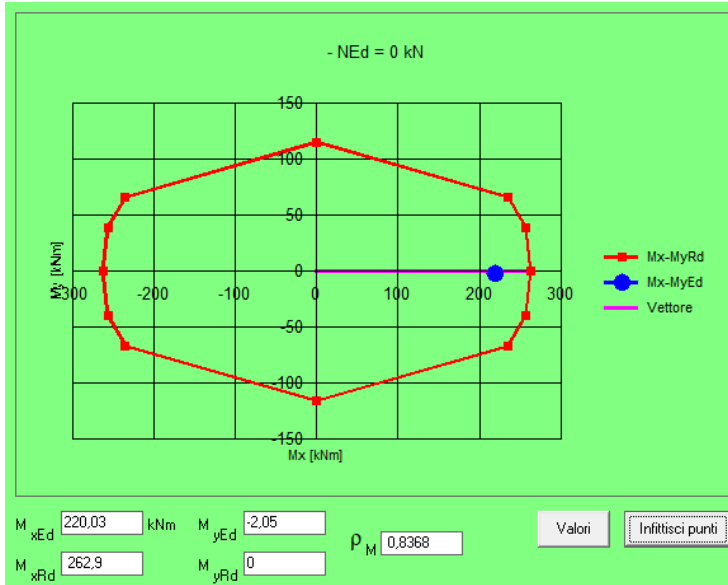
d 56 cm

angolo asse neutro  $\theta^\circ$  0

x 5,435    x/d 0,09705

$\delta$  0,7

Precompresso

$M_{xEd}$  220,03 kNm     $M_{yEd}$  -2,05

$M_{xRd}$  262,9     $M_{yRd}$  0

$\rho_M$  0,8368

Valori

Infitiscisci punti

La verifica a flessione risulta soddisfatta.



### 11.2.1.2 Verifica a Taglio

Si considera la massima azione di taglio agente sulle travi di copertura, ossia  $V_{ed} = 132,89 \text{ kN}$ .  
Si procede al calcolo della resistenza a taglio della sezione in c.a. precedentemente riportata.

GEOMETRIA DELLA SEZIONE		
Base sezione: b=		300 mm
Altezza sezione: h =		600 mm
Copriferro: c =		40 mm
DATI ARMATURA		
Armatura Longitudinale		
Diametro armatura tesa=		18 mm
N° barre tese =		5
Diametro armatura compressa =		18 mm
N° barre compresse =		5
Armatura Trasversale		
Diametro armatura a Taglio (// alla sezione)=		8 mm
Passo armatura a Taglio=		100 mm
N° bracci delle staffe=		2
Inclinazione staffe : $\alpha =$		90 °
Inclinazione puntone : $\theta =$		45 °
Resistenza sezioni armate a taglio		
Resistenza per rottura armatura a taglio	$V_{Rsd}$	198,16 kN
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$		
Resistenza per sezioni armate a taglio	$V_{Rcd}$	606,06 kN
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$		<b>SEZIONE VERIFICATA</b>
$V_{RD} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) > V_{Ed}$		<b>198,16 kN</b>

La verifica a taglio risulta soddisfatta.

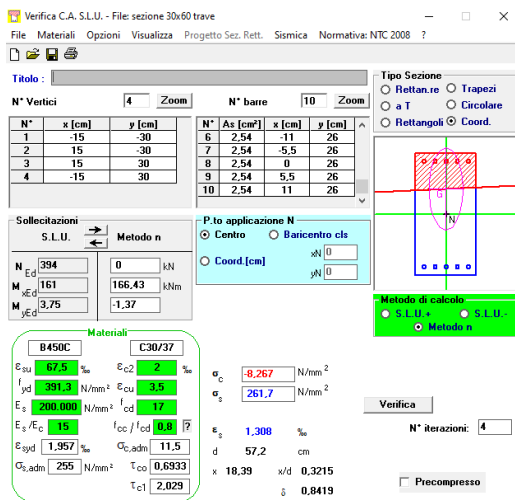
## 11.2.2 Verifiche SLE

### 11.2.2.1 Combinazione rara – verifiche di limitazione delle tensioni

Nella tabella sottostante si riportano i valori di sollecitazione massimi per le travi di copertura. Si evidenziano i valori con cui si procederà alla verifica.

OutputCase	INVILUPPO SLE RARA							
Elemento	Max M3 [kN*m]	Min M3 [kN*m]	Max M2 [kN*m]	Min M2 [kN*m]	Max V2 [kN]	Min V2 [kN]	Max V3 [kN]	Min V3 [kN]
trave long 1 parte 1	31,89	-87,78	0,90	-1,74	87,97	-32,47	1,76	-1,79
trave long 1 parte 2	23,99	-67,84	0,89	-1,60	83,07	-78,26	1,76	-1,78
trave long 1 parte 3	27,20	-81,49	0,89	-1,69	33,73	-84,87	1,76	-1,77
trave long 2 parte 1	30,68	-91,41	4,43	-2,56	31,20	-89,48	2,70	-1,05
trave long 2 parte 2	23,01	-68,58	0,97	-0,54	77,75	-81,55	1,05	-1,07
trave long 2 parte 3	27,60	-86,76	4,52	-2,65	86,99	-34,43	1,05	-2,74
trave trasv 1	164,91	-67,39	3,80	-6,92	94,58	-100,36	4,51	-4,51
trave trasv 2	<b>166,43</b>	-66,07	4,15	-2,28	100,37	-94,57	2,70	-2,70

Frame	Statio	OutputCase	CaseType	StepTyp	P	V2	V3	T	M2	M3
trave trasv 2	3,85	SLE RARA 1	Combination		0,00	2,90	0,00	0,00	-1,37	166,43



Verifica C.A. S.L.U. - File: sezione 30x60 trave

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: \_\_\_\_\_

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 10 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	-15	-30	6	2,54	-11	26
2	15	-30	7	2,54	-5,5	26
3	15	30	8	2,54	0	26
4	-15	30	9	2,54	5,5	26
			10	2,54	11	26

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N	394	0	kN
M <sub>Ed</sub>	161	166,43	kNm
M <sub>yEd</sub>	3,75	-1,37	

Materiali: B450C C30/37

$\epsilon_{su}$	67,5	%	$\epsilon_{c2}$	2	%
$f_{yd}$	391,3	N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$	3,5	%
$E_s$	200 000	N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$	17	N/mm <sup>2</sup>
$E_s/E_c$	15		$f_{cc}/f_{cd}$	0,8	
$\epsilon_{syd}$	1,997	%	$\sigma_{c,adm}$	11,5	N/mm <sup>2</sup>
$\sigma_{s,adm}$	255	N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{coo}$	0,6933	
			$\tau_{c1}$	2,029	

$\sigma_c$  -8,267 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  261,7 N/mm<sup>2</sup>

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Secondo quanto specificato al §4.1.2.2.5.1 delle NTC08, la massima tensione di compressione del calcestruzzo deve rispettare la seguente limitazione:

$$\sigma_c = |-8,27| \text{ MPa} < 0,55 \times f_{ck} = 16,5 \text{ MPa} \quad \square \text{ OK}$$

Per quanto riguarda le barre d'armatura:

$$\sigma_s = 261,7 \text{ MPa} < 0,75 \times f_{yk} = 337,5 \text{ MPa} \quad \square \text{ OK}$$

### 11.2.2.2 Combinazione frequente – verifiche di fessurazione

Nella tabella sottostante si riportano i valori di sollecitazione massimi per le travi di copertura. Si evidenziano i valori con cui si procederà alla verifica.

OutputCase	INVILUPPO FREQ
------------	-------------------

Elemento	Max M3 [kN*m]	Min M3 [kN*m]	Max M2 [kN*m]	Min M2 [kN*m]	Max V2 [kN]	Min V2 [kN]	Max V3 [kN]	Min V3 [kN]
trave long 1 parte 1	27,98	-82,31	1,64	-1,64	79,89	-31,10	0,35	-0,97
trave long 1 parte 2	18,24	-59,75	0,18	-0,35	71,81	-71,10	0,35	-0,37
trave long 1 parte 3	26,20	-80,41	1,57	-1,57	29,72	-79,19	0,94	-0,35
trave long 2 parte 1	27,18	-82,84	2,12	-1,75	30,61	-79,83	1,12	-0,21
trave long 2 parte 2	18,97	-58,63	0,21	-0,11	70,19	-70,30	0,21	-0,22
trave long 2 parte 3	26,66	-81,52	2,21	-1,83	79,60	-31,02	0,21	-1,16
trave trasv 1	148,14	-50,76	0,76	-1,38	89,09	-89,16	0,90	-0,90
trave trasv 2	<b>149,53</b>	-49,91	0,83	-0,46	89,30	-88,94	0,54	-0,54

Frame	Statio	OutputCase	CaseType	StepTy	P	V2	V3	T	M2	M3
trave trasv 2	3,85	SLE FREQ 1	Combination		0,00	0,06	0,00	-0,23	0,00	149,53

L'apertura massima delle fessure deve invece rispettare le limitazioni di cui al §4.1.2.2.4.5 delle NTC18:  
 Come si evince nella tabella riepilogativa sottostante,  $w_d = \epsilon_{sm} \times \Delta_{sm} = 0.219 \text{ mm} < w_2 = 0.3 \text{ mm}$   
**VERIFICATO**

SLS CRACK WIDTH CONTROL

Reference: EN 1992-1-1:2004, p. 7.3.4

MATERIALS	
Concrete class	C30/37
$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	30
$f_{ct,eff}$ (N/mm <sup>2</sup> )	2,9
$E_{cm}$ (N/mm <sup>2</sup> )	32836
Steel grade	B450C
$f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	450
$E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	210000
$\alpha_e = E_s / E_{cm}$	6,40

CROSS-SECTION GEOMETRY	
$b_w$ (mm)	300,00
$h$ (mm)	600,00
$c$ (mm)	40,00
$i_{vert}$ (mm)	50,00
$i_{hor}$ (mm)	150,00
$A_{s1}$ (mm <sup>2</sup> )	0
$d_1$ (mm)	0
$A_{s2}$ (mm <sup>2</sup> )	1270
$d_2$ (mm)	40
$A_{s3}$ (mm <sup>2</sup> )	1270
$d_3$ (mm)	540
$A_{s4}$ (mm <sup>2</sup> )	0
$d_4$ (mm)	0
$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	1270
$d$ (mm)	540
$\phi$ (mm)	18,00
$x$ (mm)	131,2
$I$ (mm <sup>4</sup> )	1650754423
$\rho's$	0,71%

CALCULATION OF CRACK WIDTH

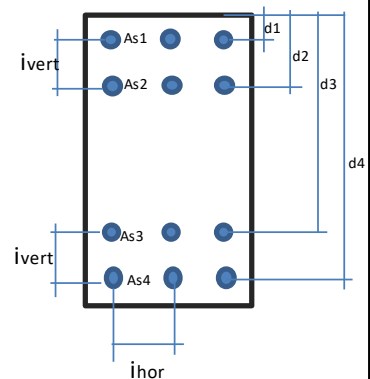
$s_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	236,8
Check on bars spacing: $i_{hor} \leq 5(c+f)$	YES
$k_1$	0,80
$k_2$	0,50
$k_3$	3,40
$k_4$	0,43
$h_{c,eff}$ (mm)	150
$A_{c,eff}$ (mm <sup>2</sup> )	45000
$r_{p,eff}$	0,0282
$s_{r,max}$ (mm)	244,4
$k_t$	0,4
$e_{sm} - e_{cm}$	0,001
$w_k$ (mm)	0,219

CHECK
$M_{sd}$ (kNm)
150
$M_{ctm}$ (kNm)
52,2
Crack width calculation required
$w_k$ (mm)
0,219
$w_{lim}$ (mm)
0,3
Check
OK

Decompression moment check

Crack width calculation (if required)

STEEL REINFORCEMENT			
$A_{s1}$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi 12$	$\phi 14$	$\phi 16$
0	0	0	0
$A_{s2}$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi 20$	$\phi 25$	$\phi 32$
0	0	0	0
$A_{s3}$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi 20$	$\phi 25$	$\phi 32$
628	2	0	0
$A_{s4}$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi 12$	$\phi 14$	$\phi 16$
0	0	0	0



### 11.2.2.3 Combinazione Quasi Permanente – verifiche di limitazione delle tensioni e di fessurazione

Nella tabella sottostante si riportano i valori di sollecitazione massimi per le travi di copertura. Si evidenziano i valori con cui si procederà alle verifiche.

OutputCase	SLE QP
------------	--------

Elemento	Max M3 [kN*m]	Min M3 [kN*m]	Max M2 [kN*m]	Min M2 [kN*m]	Max V2 [kN]	Min V2 [kN]	Max V3 [kN]	Min V3 [kN]
trave long 1 parte 1	27,48	-81,86	1,63	-1,63	79,24	-30,89	0,00	-0,77
trave long 1 parte 2	17,79	-58,84	0,04	-0,04	71,00	-70,32	0,00	-0,02
trave long 1 parte 3	25,99	-79,95	1,56	-1,56	29,01	-78,54	0,74	0,00
trave long 2 parte 1	26,81	-81,55	1,55	-1,55	30,40	-79,18	0,73	0,00
trave long 2 parte 2	18,59	-57,03	0,01	-0,01	69,41	-69,51	0,00	-0,01
trave long 2 parte 3	26,45	-81,05	1,64	-1,64	78,94	-30,62	0,00	-0,77
trave trasv 1	137,71	-47,64	0,00	0,00	88,38	-88,18	0,00	0,00
trave trasv 2	<b>138,08</b>	-46,10	0,00	0,00	88,34	-88,22	0,00	0,00

Frame	Statio	OutputCase	CaseType	StepTy	P	V2	V3	T	M2	M3
trave trasv 2	3,85	SLE QP	Combination		0,00	0,06	0,00	-0,23	0,00	138,08

Verifica C.A. S.L.U. - File: sezione 30x60 trave

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 10 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	-15	-30
2	15	-30
3	15	30
4	-15	30

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
6	2,54	-11	26
7	2,54	-5,5	26
8	2,54	0	26
9	2,54	5,5	26
10	2,54	11	26

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N <sub>Ed</sub>	394	0	kN
M <sub>xEd</sub>	161	138,08	kNm
M <sub>yEd</sub>	3,75	0	

P.to applicazione N

Centro  Baricentro cls

Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo Sezione

Rettan.re  Trapezi

a T  Circolare

Rettangoli  Coord.

Metodo di calcolo

S.L.U.+  S.L.U.-

Metodo n

Materiali

B450C	C30/37
$\epsilon_{su}$ 67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$ 391,3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$ 3,5 ‰
$E_s$ 200.000 N/mm²	$f_{cd}$ 17
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0,8
$\epsilon_{syd}$ 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11,5
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	$\tau_{co}$ 0,6933
	$\tau_{c1}$ 2,029

$\sigma_c$  -6,589 N/mm²

$\sigma_s$  214,1 N/mm²

$\epsilon_s$  1,071 ‰

d 56 cm

x 17,69 x/d 0,3158

$\delta$  0,8348

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

Secondo quanto specificato al §4.1.2.2.5.1 delle NTC08, la massima tensione di compressione del calcestruzzo deve rispettare la seguente limitazione:

$$\sigma_c = |-6,6| \text{ MPa} < 0.4 \times f_{ck} = 12 \text{ MPa} \quad \square \text{ OK}$$

**SLS CRACK WIDTH CONTROL**

Reference: EN 1992-1-1:2004, p. 7.3.4

MATERIALS	
Concrete class	C30/37
$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	30
$f_{ct,eff}$ (N/mm <sup>2</sup> )	2,9
$E_{cm}$ (N/mm <sup>2</sup> )	32836
Steel grade	B450C
$f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	450
$E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	210000
$\alpha_e = E_s / E_{cm}$	6,40

CROSS-SECTION GEOMETRY	
$b_w$ (mm)	300,00
$h$ (mm)	600,00
$c$ (mm)	40,00
$i_{vert}$ (mm)	50,00
$i_{hor}$ (mm)	150,00
$A_{s1}$ (mm <sup>2</sup> )	0
$d_1$ (mm)	0
$A_{s2}$ (mm <sup>2</sup> )	1270
$d_2$ (mm)	40
$A_{s3}$ (mm <sup>2</sup> )	1270
$d_3$ (mm)	540
$A_{s4}$ (mm <sup>2</sup> )	0
$d_4$ (mm)	0
$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	1270
$d$ (mm)	540
$\phi$ (mm)	18,00
$x$ (mm)	131,2
$I$ (mm <sup>4</sup> )	1650754423
$\rho'$ s	0,71%

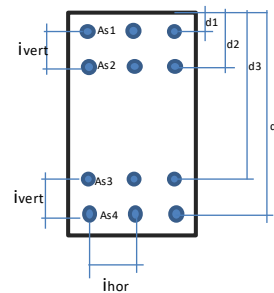
CALCULATION OF CRACK WIDTH	
$s_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	218,7
Check on bars spacing: $i_{hor} \leq 5(c+f)$	YES
$k_1$	0,80
$k_2$	0,50
$k_3$	3,40
$k_4$	0,43
$h_{c,eff}$ (mm)	150
$A_{c,eff}$ (mm <sup>2</sup> )	45000
$r_{p,eff}$	0,0282
$s_{r,max}$ (mm)	244,4
$k_t$	0,4
$e_{sm} - e_{cm}$	0,001
$w_k$ (mm)	0,198

CHECK
$M_{sd}$ (kNm)
138
$M_{ctm}$ (kNm)
52,2
Crack width calculation required
$w_k$ (mm)
0,198
$w_{lim}$ (mm)
0,2
Check
OK

Decompression moment check

Crack width calculation (if required)

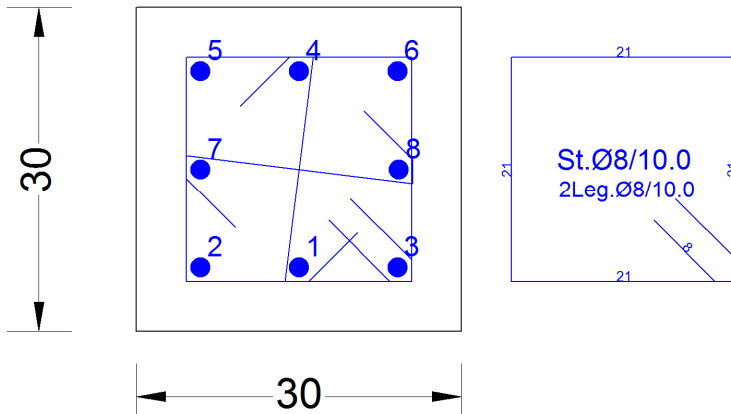
STEEL REINFORCEMENT			
$A_{s1}$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi 12$	$\phi 14$	$\phi 16$
0	0	0	0
$A_{s2}$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi 20$	$\phi 25$	$\phi 32$
0	0	0	0
$A_{s3}$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi 20$	$\phi 25$	$\phi 32$
628	2	0	0
$A_{s4}$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi 12$	$\phi 14$	$\phi 16$
0	0	0	0



L'apertura massima delle fessure deve invece rispettare le limitazioni di cui al §4.1.2.2.4.5 delle NTC18:  
 $w_d = e_{sm} \times \Delta s_m = 0.198 \text{ mm} < w_1 = 0.2 \text{ mm}$  VERIFICATO

### 11.3 Pilastri

Si considera armatura simmetrica per un totale di  $8\phi 18$  e staffe a due bracci più due legature  $\phi 8/10$  cm.



**CALCESTRUZZO - Classe:** C30/37  
 Resis. compr. di progetto  $f_{cd}$ : 17.000 MPa  
 Resis. compr. ridotta  $f_{cd}'$ : 8.500 MPa  
 Def.unit. max resistenza  $ec2$ : 0.0020  
 Def.unit. ultima  $ecu$ : 0.0035  
 Diagramma tensione-deformaz.: Parabola-Rettangolo  
 Modulo Elastico Normale  $E_c$ : 32836.0 MPa  
 Resis. media a trazione  $f_{ctm}$ : 2.900 MPa  
 Coeff. Omogen. S.L.E.: 15.00  
 Coeff. Omogen. S.L.E.: 15.00  
 Sc limite S.L.E. comb. Frequenti: 180.00 daN/cm<sup>2</sup>  
 Ap. Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti: 0.300 mm  
 Sc limite S.L.E. comb. Q. Permanenti: 0.00 Mpa  
 Ap. Fess. limite S.L.E. comb. Q. Perm.: 0.200 mm

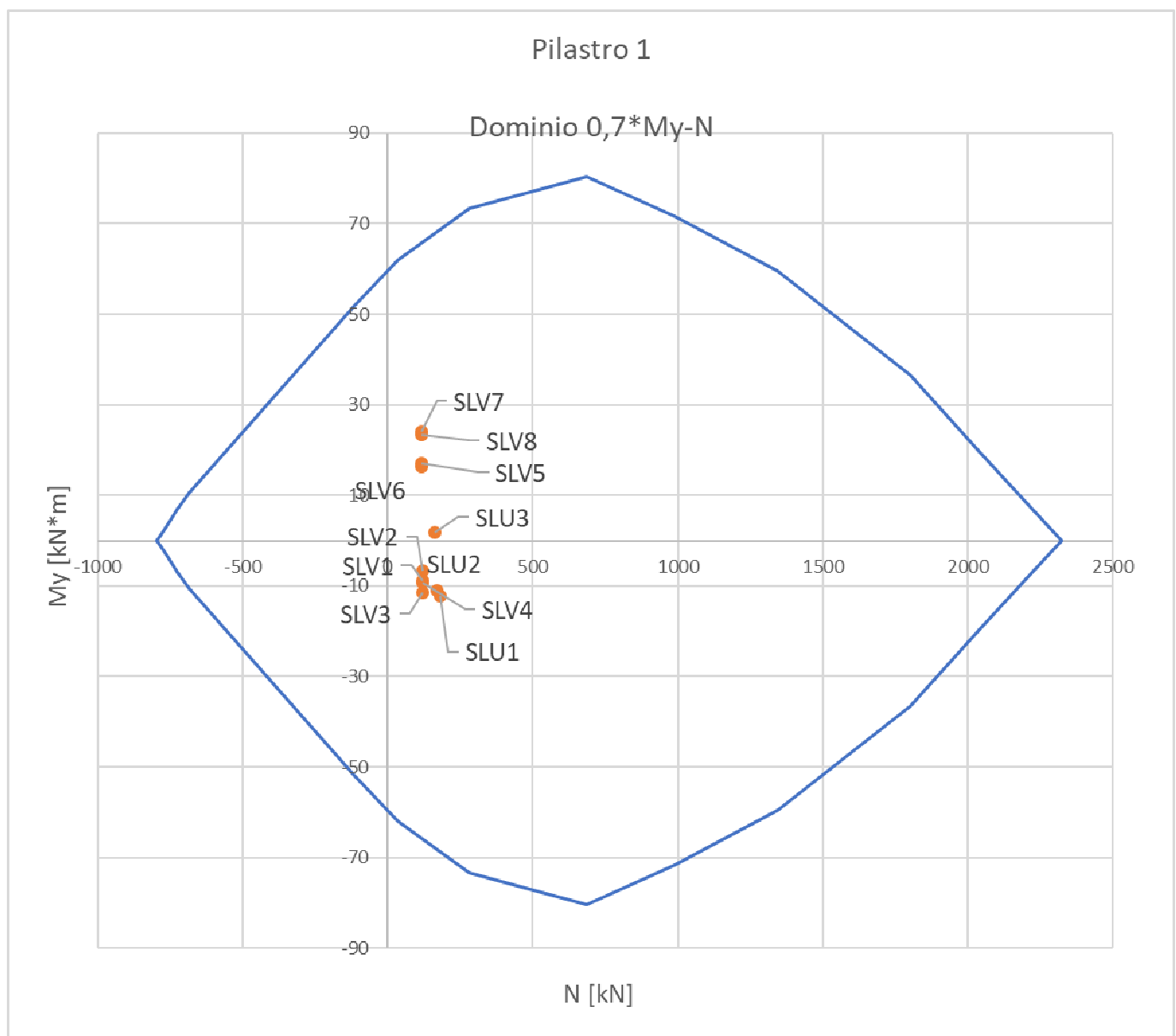
**ACCIAIO - Tipo:** B450C  
 Resist. caratt. snervam.  $f_{yk}$ : 450.00 MPa  
 Resist. caratt. rottura  $f_{tk}$ : 450.00 MPa  
 Resist. snerv. di progetto  $f_{yd}$ : 391.30 MPa  
 Resist. ultima di progetto  $f_{td}$ : 391.30 MPa  
 Deform. ultima di progetto  $E_{pu}$ : 0.068  
 Modulo Elastico  $E_f$ : 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
 Diagramma tensione-deformaz.: Bilineare finito  
 Coeff. Aderenza istantaneo  $\beta_1*\beta_2$ : 1.00  
 Coeff. Aderenza differito  $\beta_1*\beta_2$ : 0.50

Trattandosi di un unico piano fuori terra, non è necessario progettare i nodi trave-pilastro in gerarchia delle resistenze (come indicato al §7.4.4.2.1 delle NTC2018).

### 11.3.1 Verifiche SLU

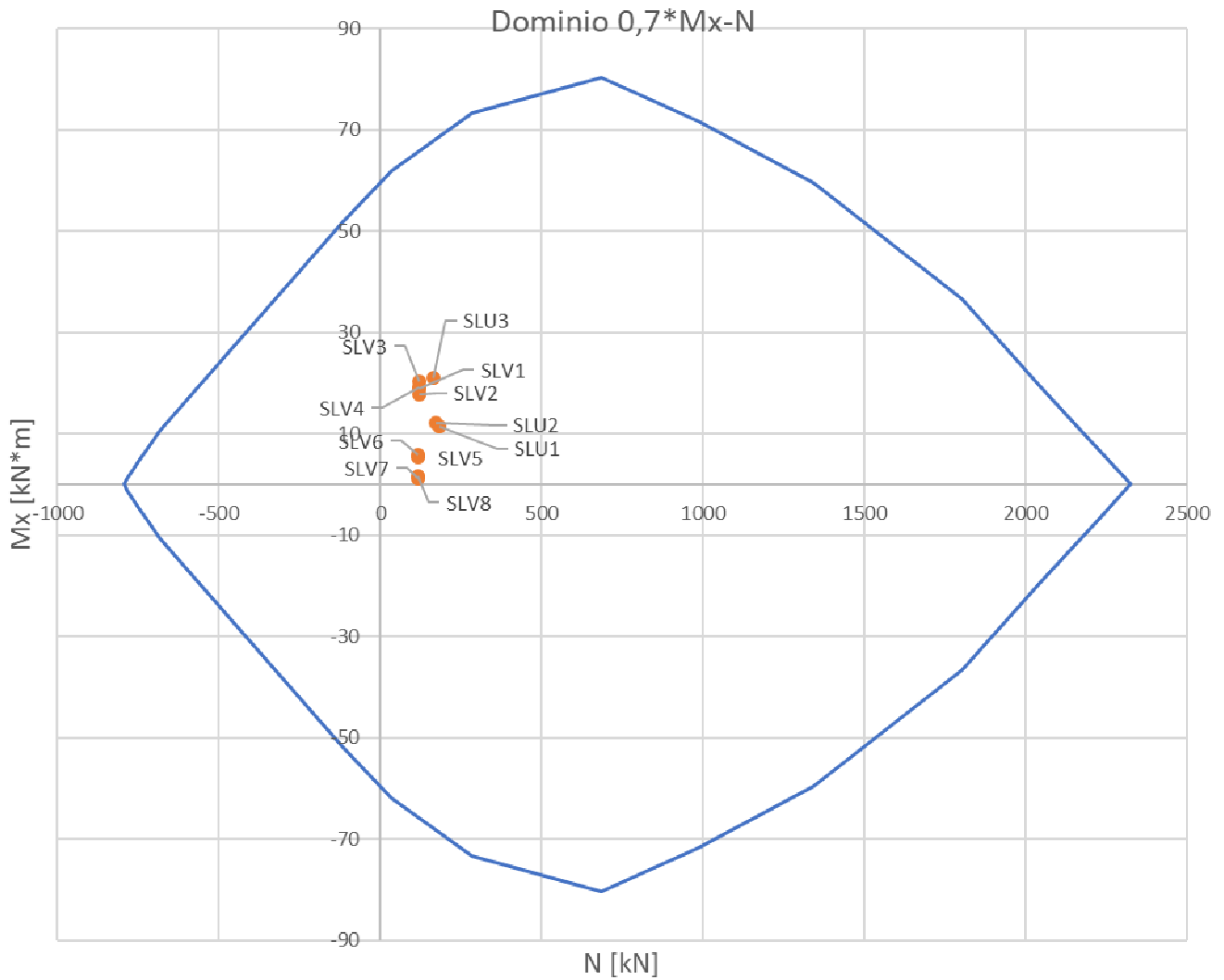
#### 11.3.1.1 Verifica a pressoflessione

Si riportano di seguito le verifiche a presso-flessione per gli 8 pilastri condotte con l'approccio semplificato proposto nel par. 7.4.4.2.1, secondo il quale è possibile eseguire la verifica a presso-flessione retta (per ciascuna direzione del sisma) considerando la capacità a flessione del pilastro ridotta del 30%. Le sollecitazioni di progetto sono quelle più gravose, ossia alla base del pilastro.

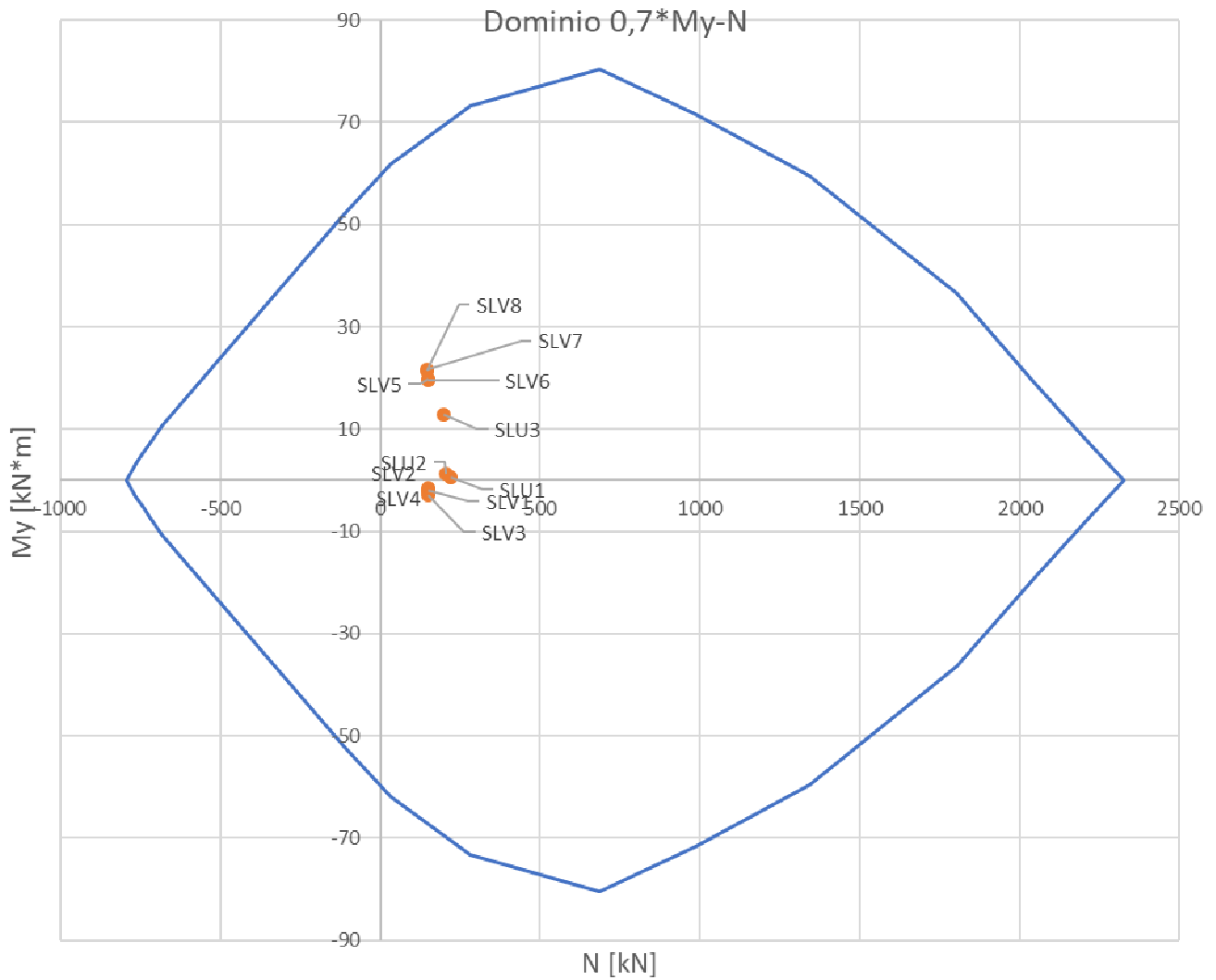




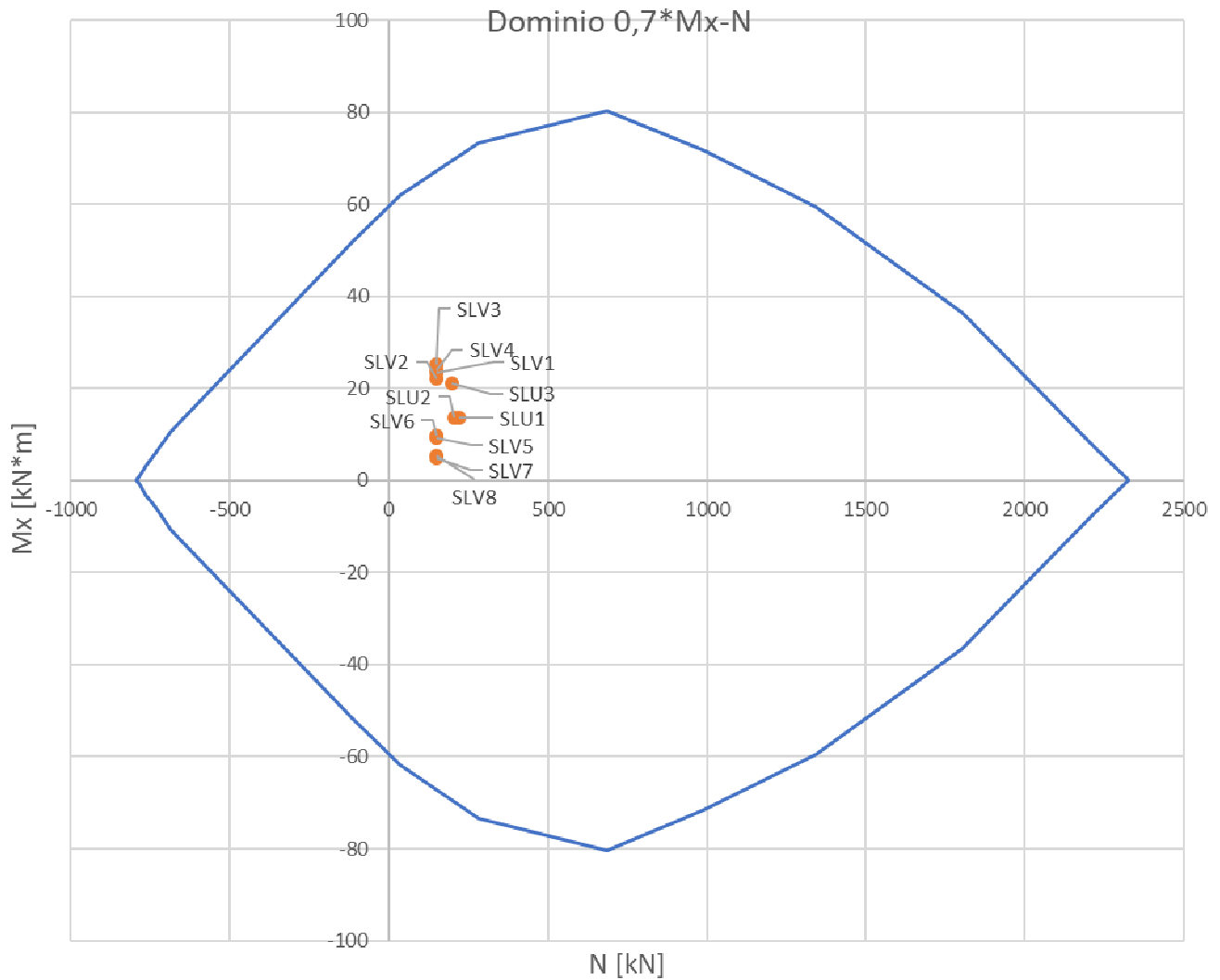
**Pilastro 1**



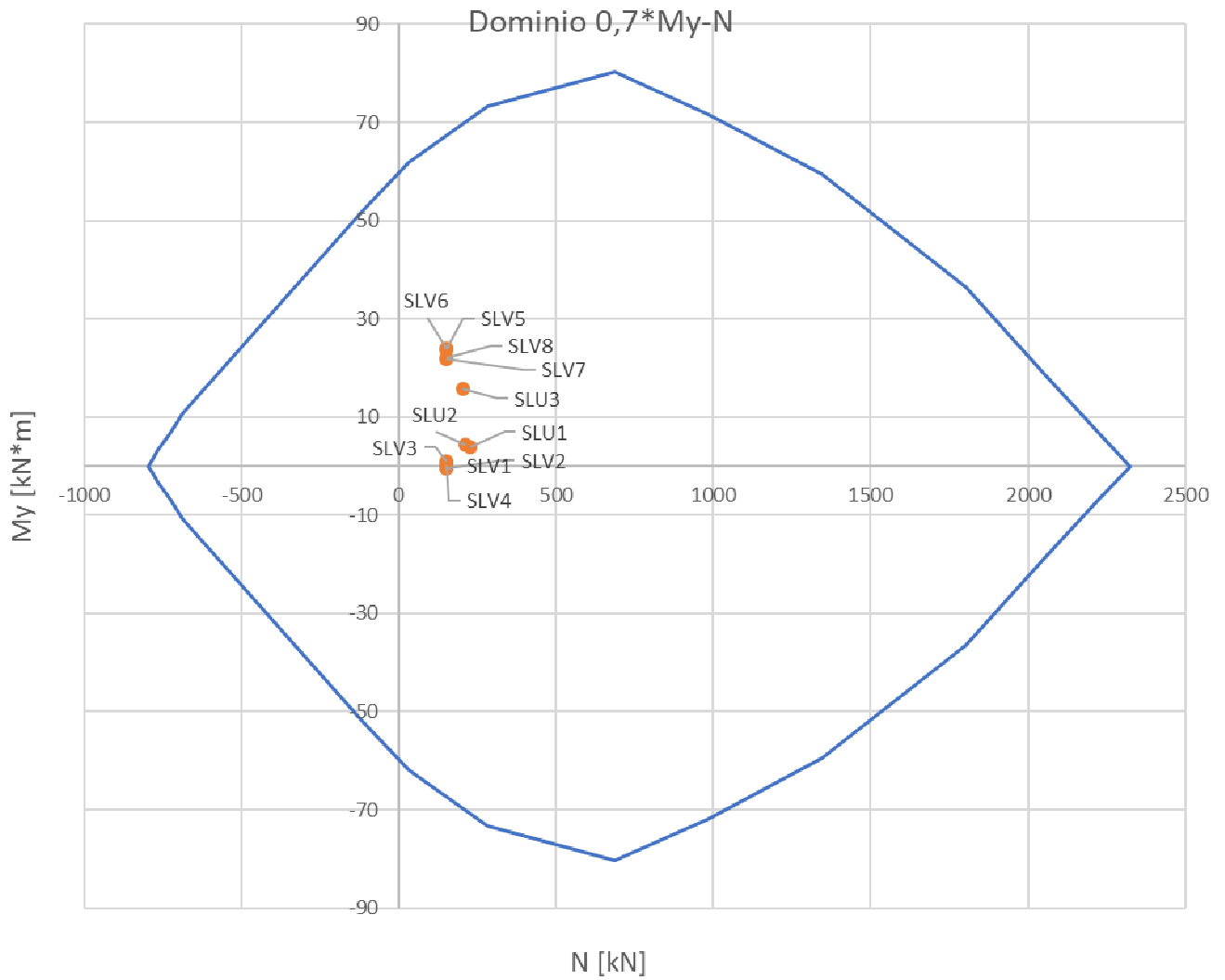
**Pilastro 2**



**Pilastro 2**

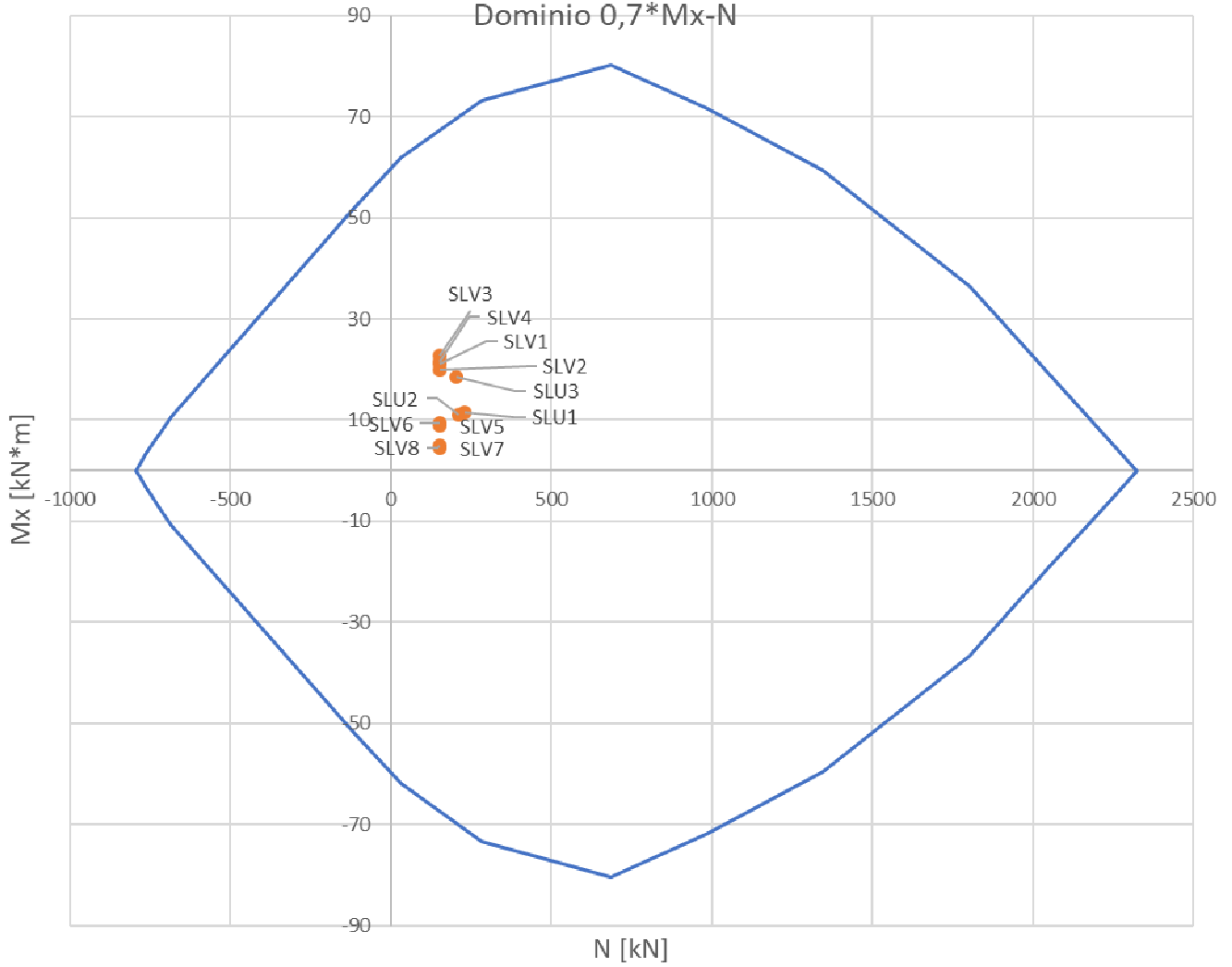


**Pilastro 3**



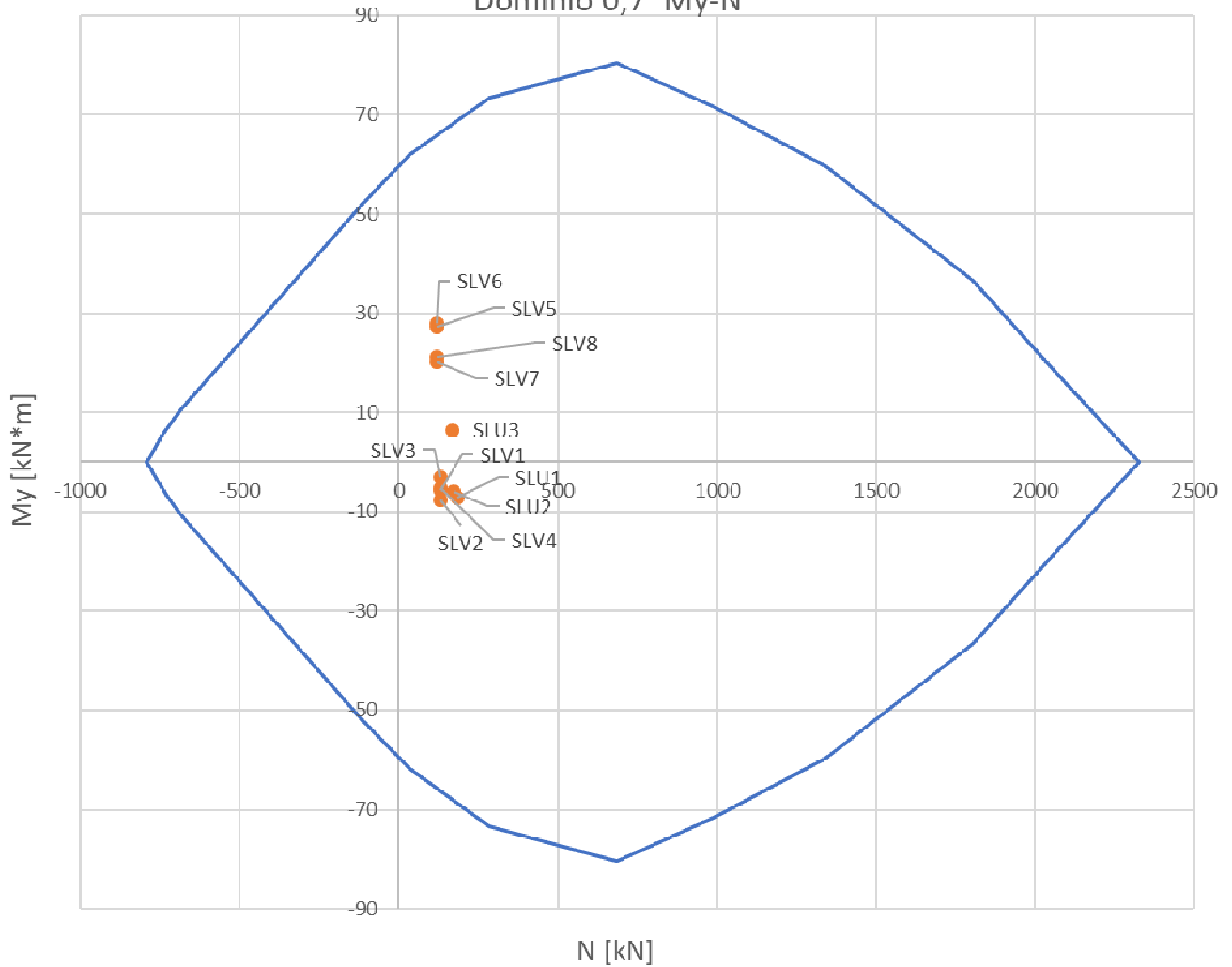
**Pilastro 3**

**Dominio  $0,7 \cdot Mx-N$**

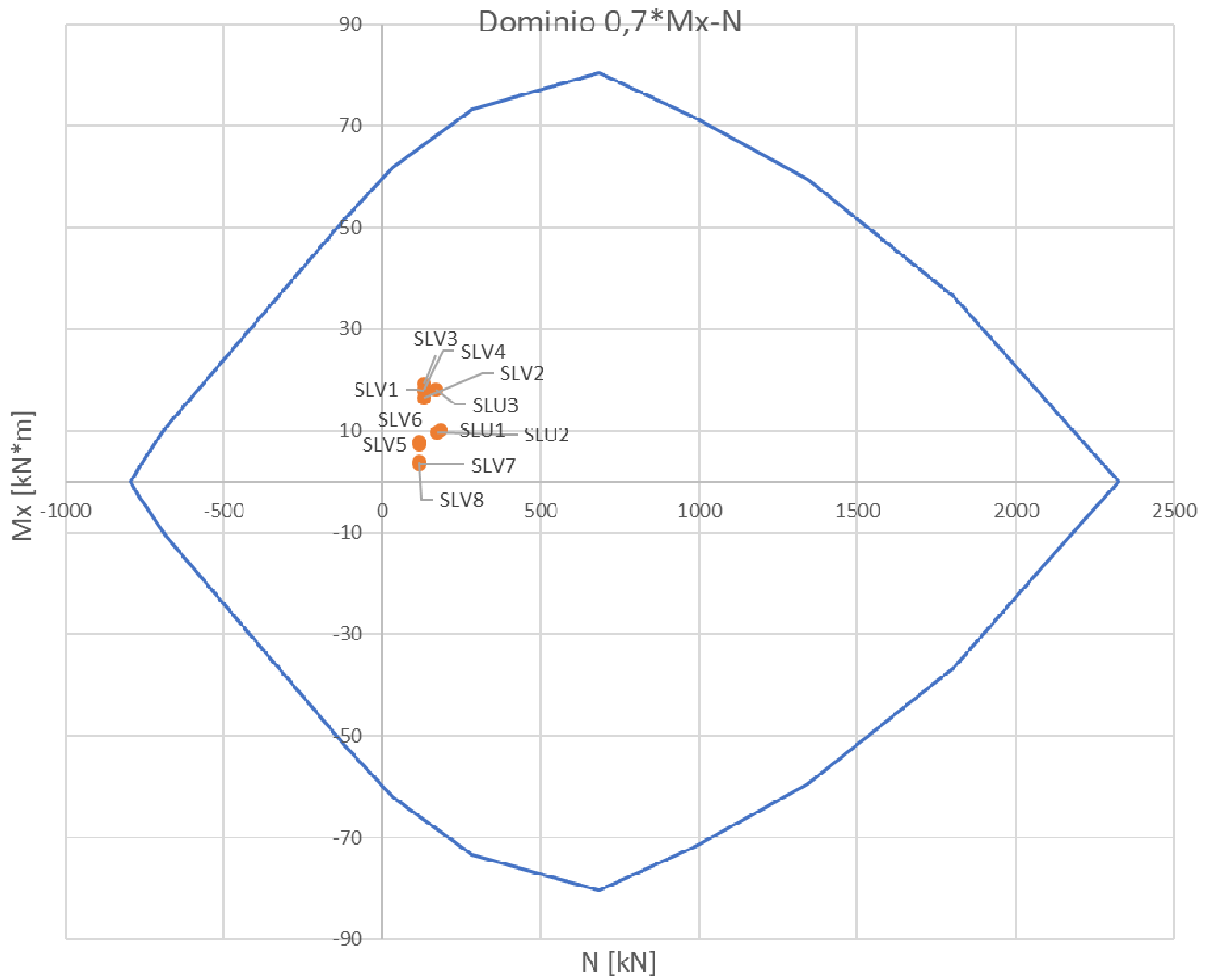


**Pilastro 4**

**Dominio  $0,7 \cdot My-N$**

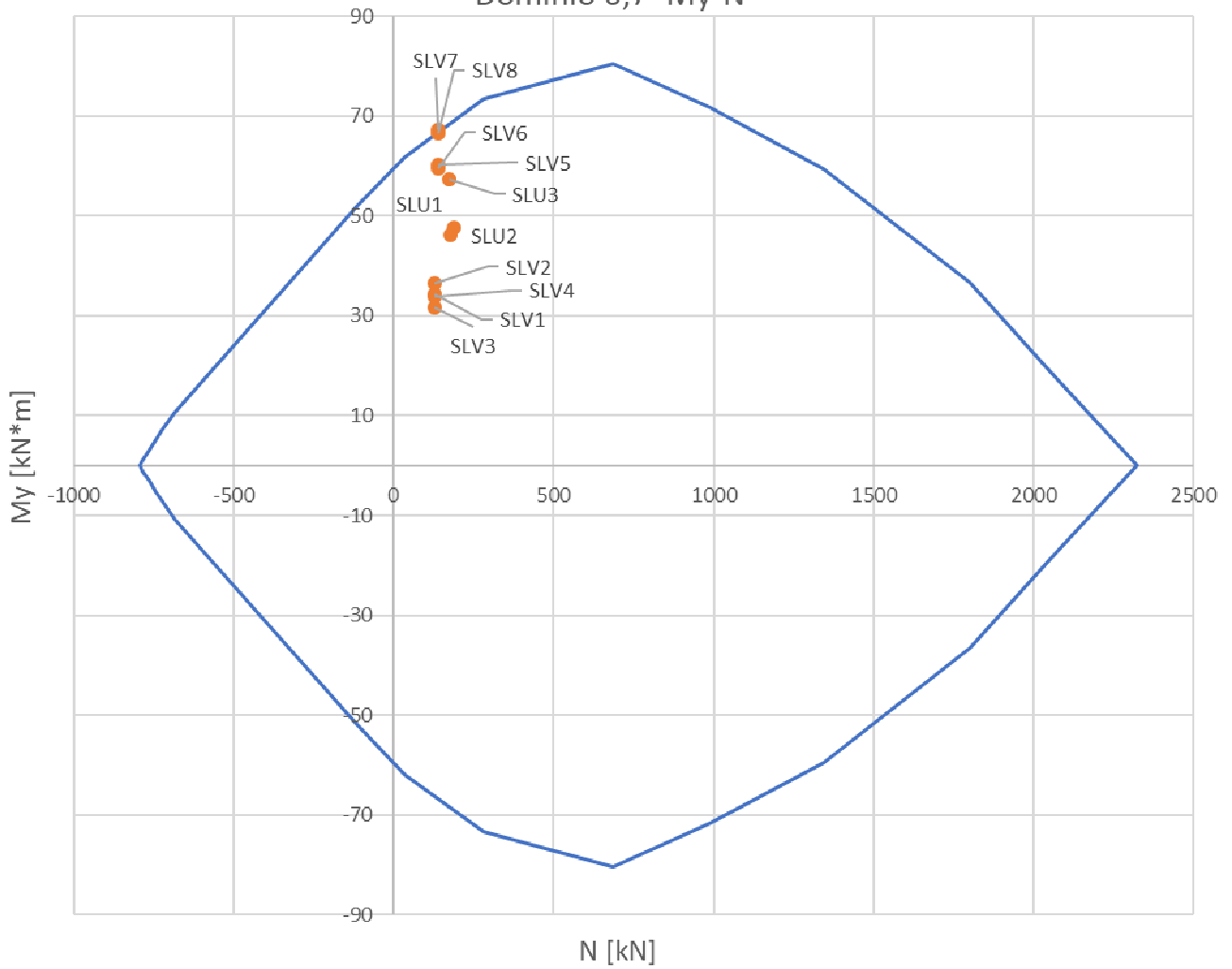


**Pilastro 4**



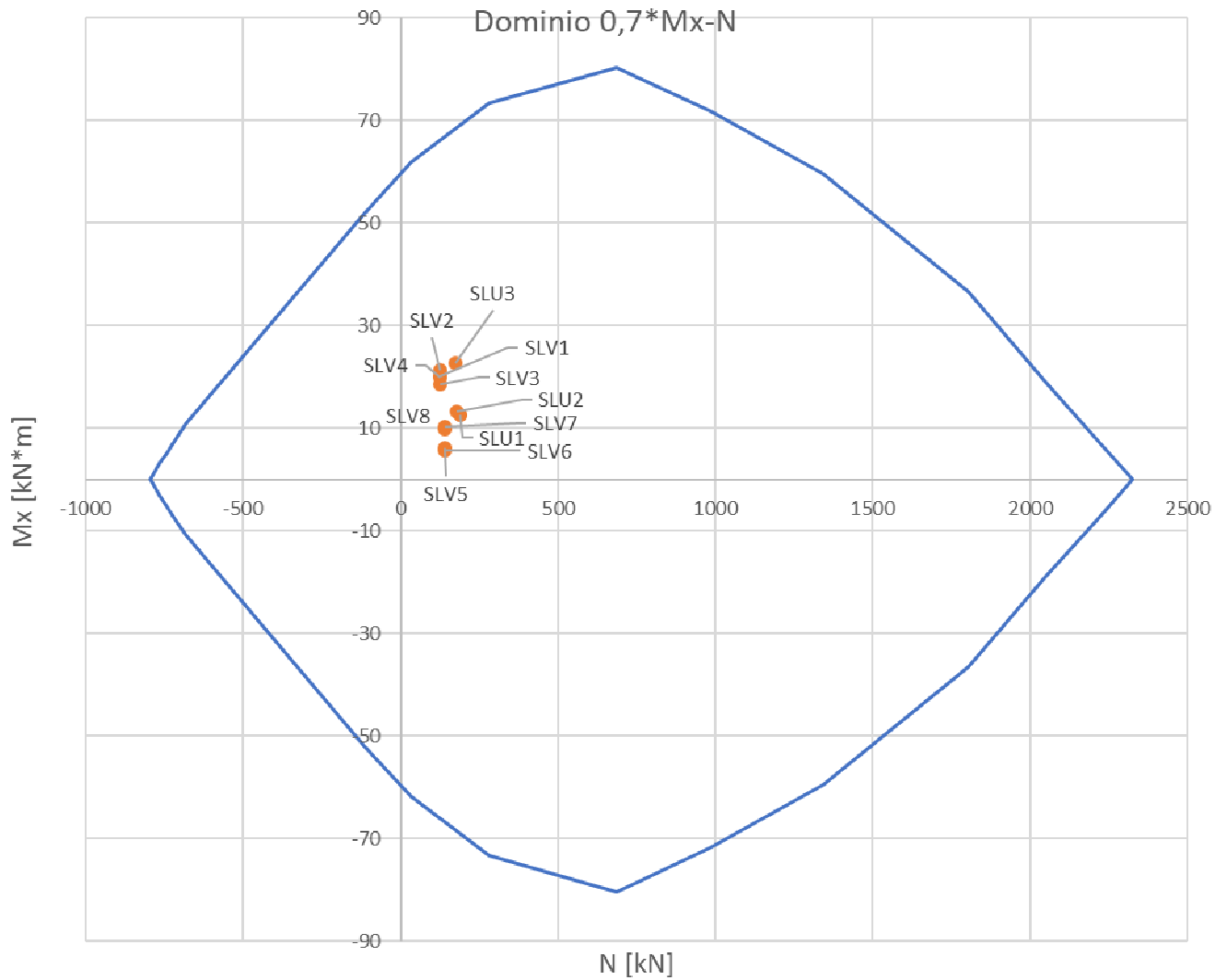
**Pilastro 5**

**Dominio  $0,7 \cdot My-N$**

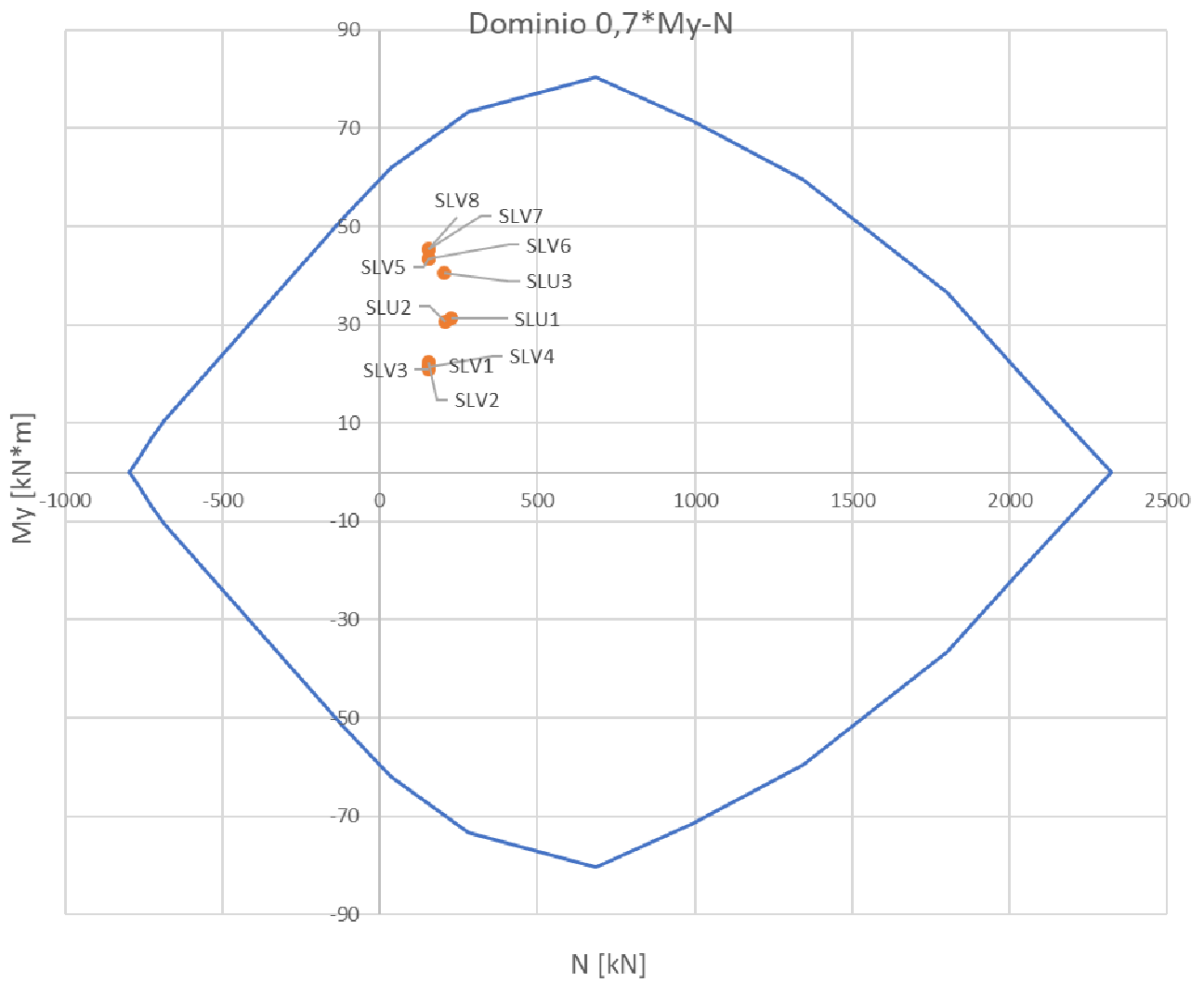




**Pilastro 5**

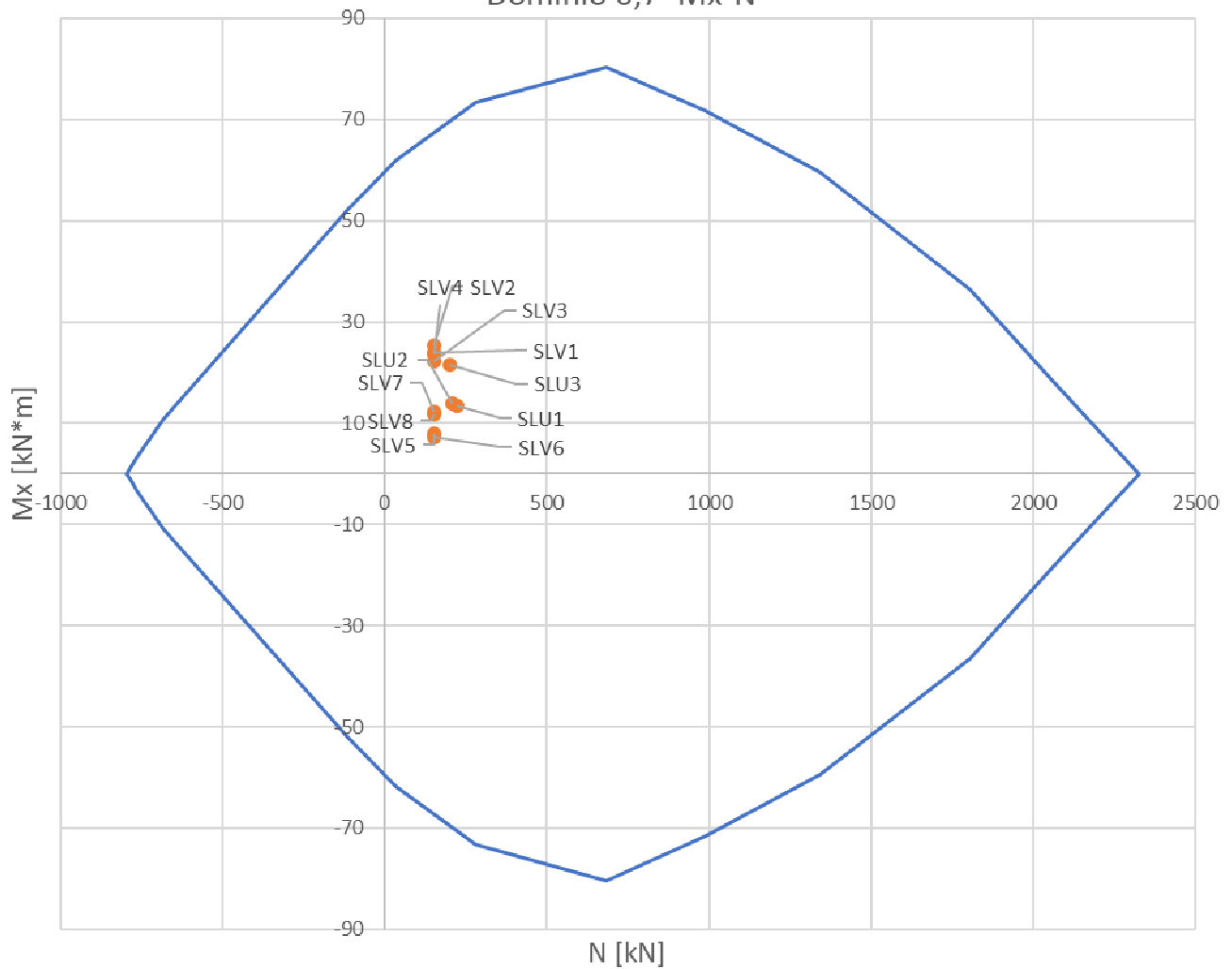


**Pilastro 6**

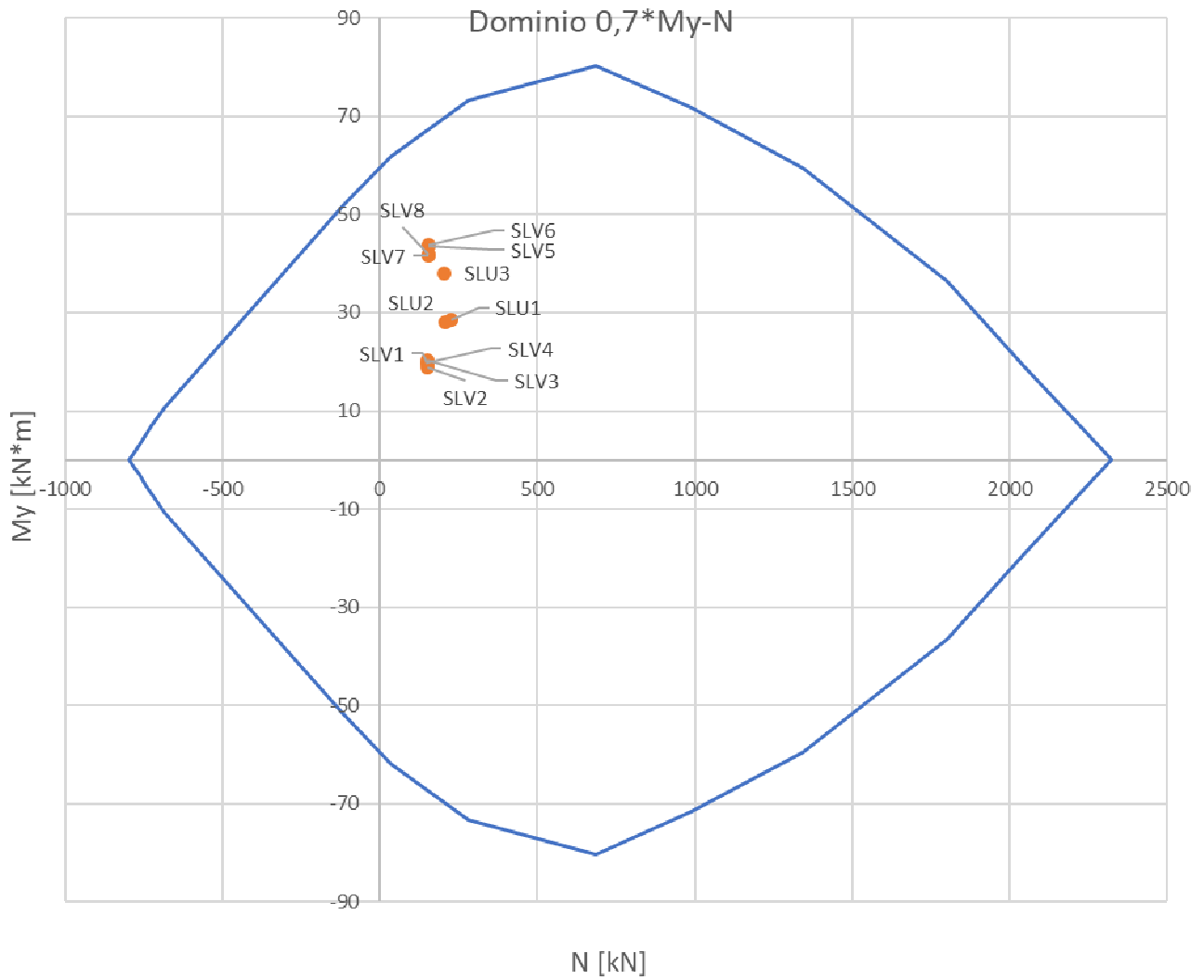


**Pilastro 6**

**Dominio  $0,7 \cdot Mx-N$**

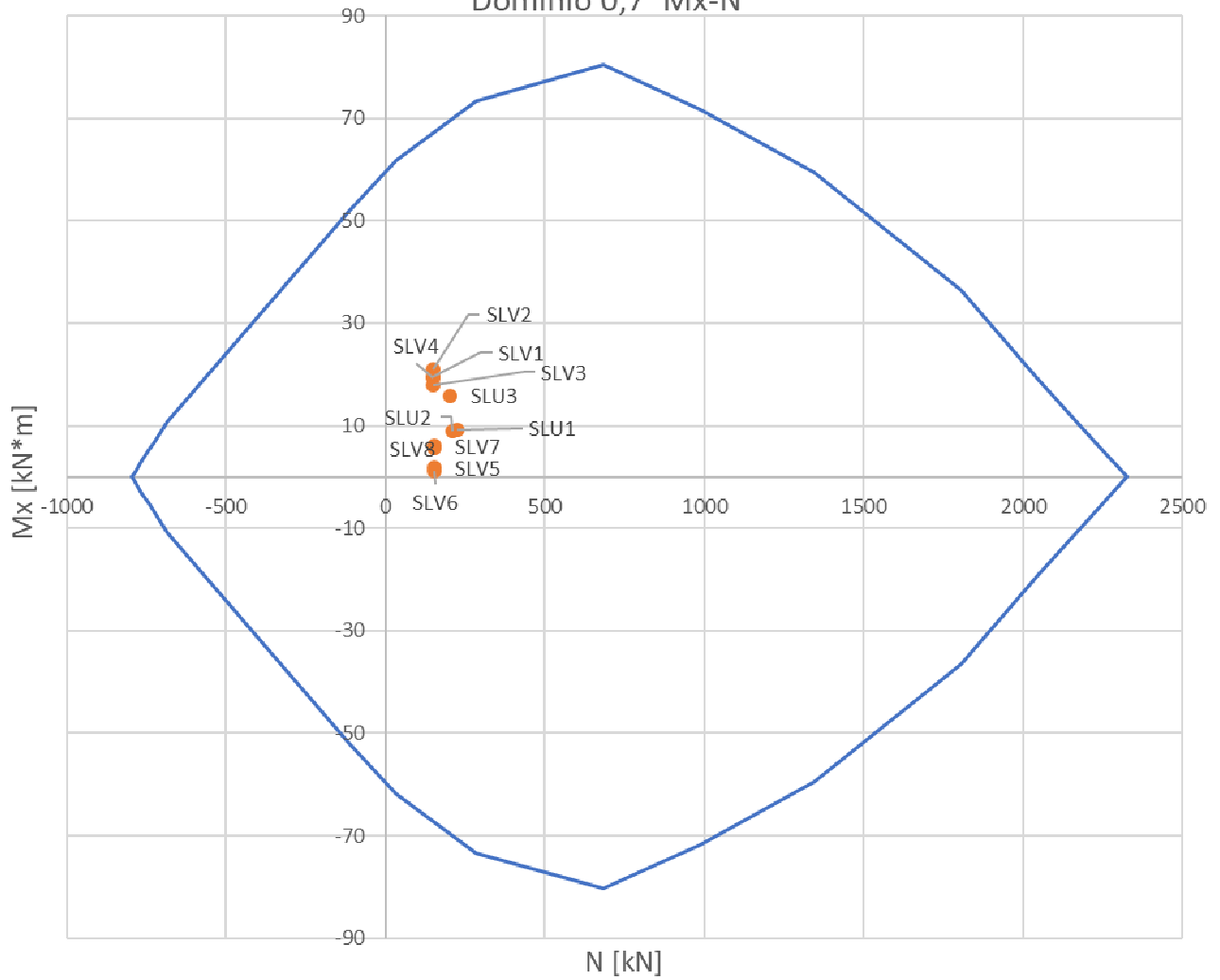


**Pilastro 7**

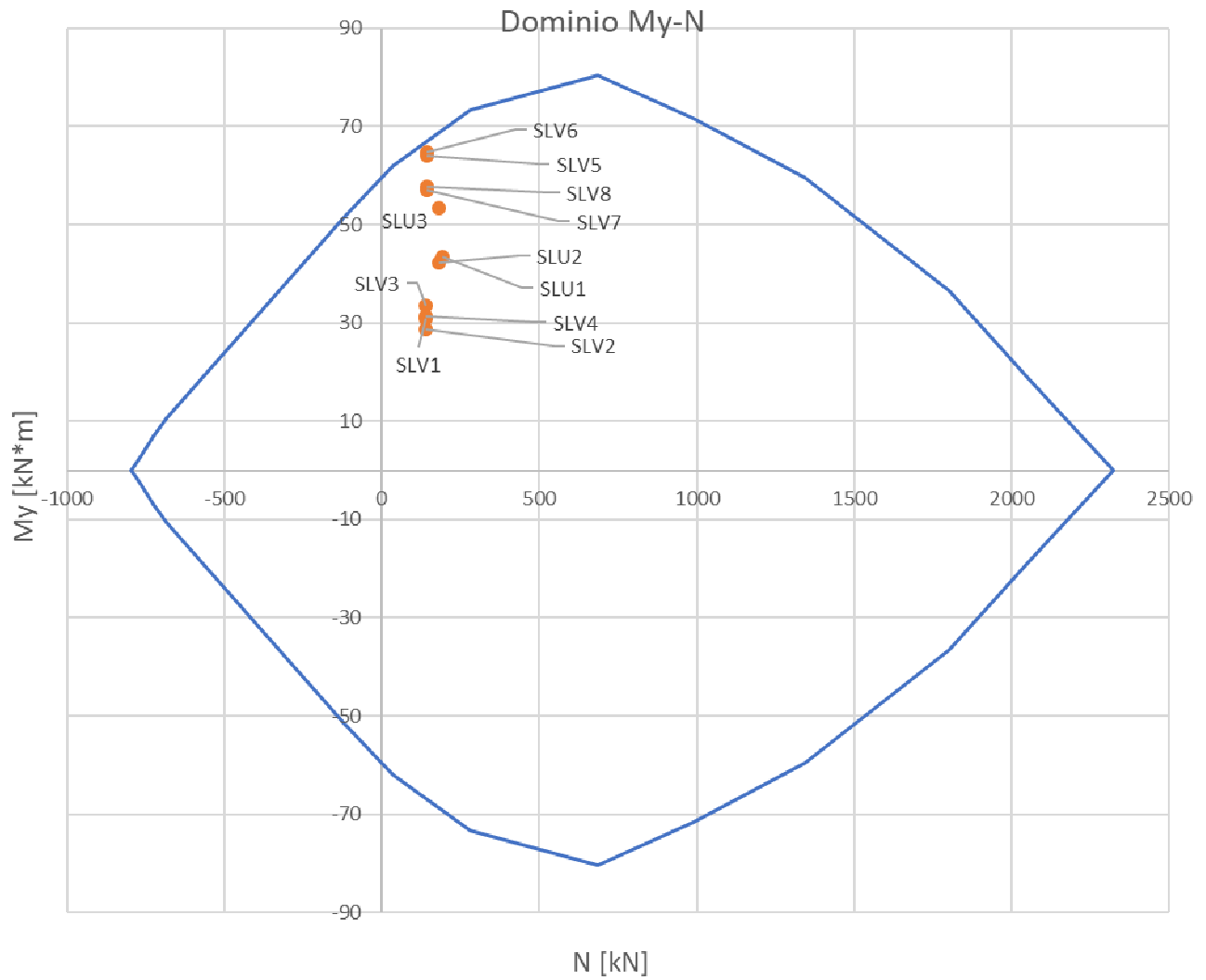


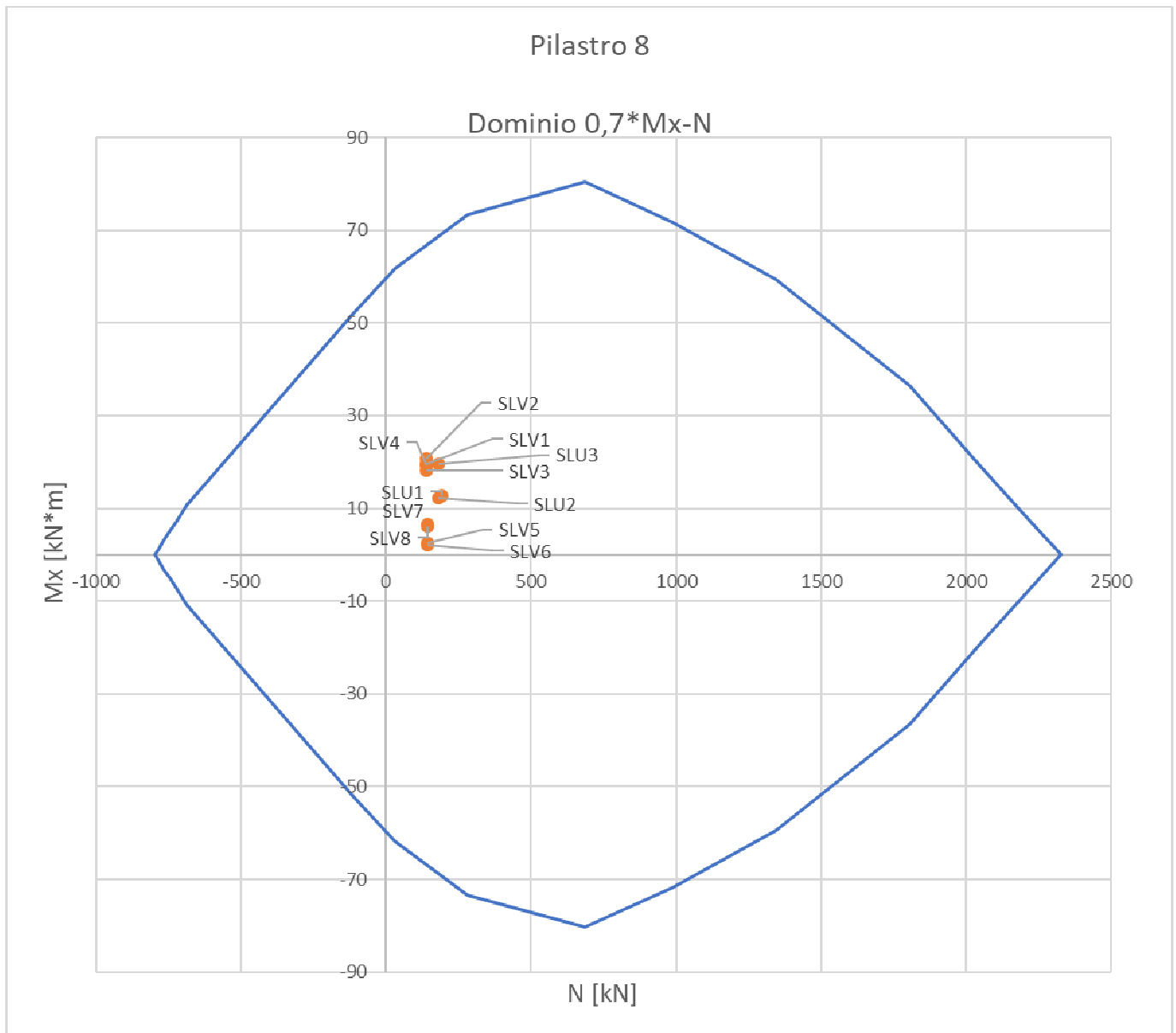
**Pilastro 7**

**Dominio  $0,7 \cdot M_x - N$**



**Pilastro 8**

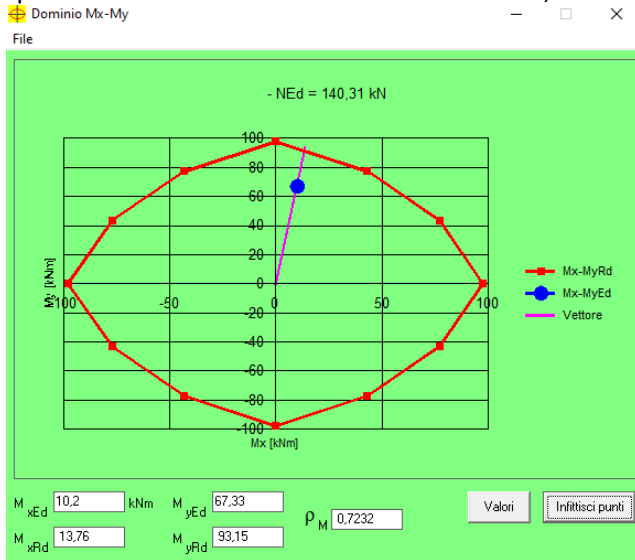




Si può osservare che il pilastro 5 non risulta verificato nelle combinazioni SLV7 e SLV8 con tale approccio semplificato, perciò si procede alla verifica a presso-flessione deviata in tali combinazioni.

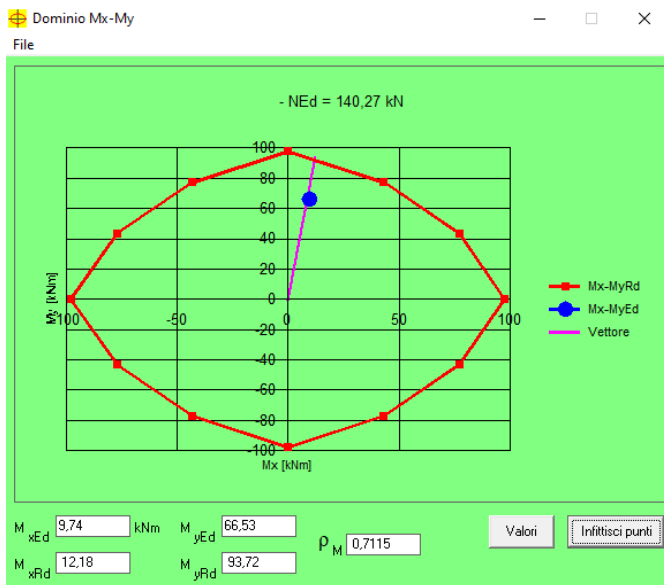
**VERIFICA PRESSO-FLESSIONE DEVIATA PIL.5 SLV 7**

Frame	OutputCase	P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	T [kN]	M2 [kN*m]	M3 [kN*m]
pilastro 5	SLV7	-140,31	3,80	29,11	-0,20	67,33	10,20



**VERIFICA PRESSO-FLESSIONE DEVIATA PIL.5 SLV 8**

Frame	OutputCase	P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	T [kN]	M2 [kN*m]	M3 [kN*m]
pilastro 5	SLV8	-140,27	3,62	28,80	-0,12	65,53	9,74



In entrambi i casi la verifica risulta soddisfatta.



### 11.3.1.2 Verifica a Taglio

Si riportano nella tabella sottostante le sollecitazioni di taglio massime cui risultano soggetti i pilastri. Si evidenzia il valore con cui si procederà alla verifica.

OutputCase	INVILUPPO SLU-SLV			
Elemento	Max di V2 [kN]	Min di V2 [kN]	Max di V3 [kN]	Min di V3 [kN]
pilastro 1	14,40	-0,10	6,75	-12,67
pilastro 2	10,12	2,00	8,79	-7,06
pilastro 3	9,08	1,72	9,61	-6,17
pilastro 4	11,98	1,64	7,88	-11,26
pilastro 5	15,13	0,30	<b>29,31</b>	15,12
pilastro 6	10,16	2,95	18,68	7,93
pilastro 7	8,45	0,51	17,95	7,36
pilastro 8	12,25	1,09	28,37	14,23

Frame	Statio	OutputCase	CaseType	StepTy	P	V2	V3	T	M2	M3
pilastro 5	0	SLU3	Combination		-174,78	15,13	29,31	0,13	57,37	22,71

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
Base sezione: b=	300 mm
Altezza sezione: h =	300 mm
Copriferro: c =	40 mm
DATI ARMATURA	
Armatura Longitudinale	
Diametro armatura tesa=	18 mm
N° barre tese =	3
Diametro armatura compressa =	18 mm
N° barre compresse =	3
Armatura Trasversale	
Diametro armatura a Taglio (// alla sezione)=	8 mm
Passo armatura a Taglio=	100 mm
N° bracci delle staffe=	2
Inclinazione staffe : $\alpha$ =	90 °
Inclinazione puntone : $\theta$ =	45 °

Resistenza sezioni armate a taglio		
Resistenza per rottura armatura a taglio	$V_{Rsd}$	92,00 kN
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} \cdot s \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$		
Resistenza per sezioni armate a taglio	$V_{Rcd}$	284,31 kN
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$		<b>SEZIONE VERIFICATA</b>
$V_{RD} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) > V_{Ed}$		<b>92,00 kN</b>

### 11.3.2 Verifiche SLE

#### 11.3.2.1 Combinazione rara – verifiche di limitazione delle tensioni

La condizione di carico più gravosa allo SLU è la 3, perciò, con buona approssimazione, si può desumere che la combinazione omologa allo SLE, ossia la SLE Rara 3, sia quella più gravosa. La verifica verrà condotta sul pilastro 5, in quanto risulta quello maggiormente sollecitato a flessione. Nella tabella sottostante si riportano i valori di sollecitazione con cui eseguire la verifica.

OutputCase	INVILUPPO SLE RARA							
Elemento	Max M3 [kN*m]	Min M3 [kN*m]	Max M2 [kN*m]	Min M2 [kN*m]	Max V2 [kN]	Min V2 [kN]	Max V3 [kN]	Min V3 [kN]
pilastro 1	13,92	-4,59	29,52	-11,10	9,55	-0,12	-0,54	-9,95
pilastro 2	14,32	-11,78	12,40	-1,19	6,72	2,76	5,16	-5,41
pilastro 3	12,30	-9,36	11,56	1,35	5,82	1,83	5,79	-4,73
pilastro 4	11,72	-8,74	27,98	-7,22	7,91	1,02	0,49	-8,86
pilastro 5	15,12	-5,81	41,09	<b>-48,12</b>	10,04	0,16	21,02	14,32
pilastro 6	14,65	-12,02	28,65	-19,69	6,83	2,73	13,14	6,43
pilastro 7	10,37	-7,93	26,69	-18,93	5,14	1,34	12,59	5,89
pilastro 8	13,09	-8,99	38,11	-46,72	8,23	1,65	20,13	13,49

Frame	Statio	OutputCase	CaseType	StepTy	P	V2	V3	T	M2	M3
pilastro 5	4,95	SLE RARA 3	Combination		-122,68	0,97	16,00	0,09	-48,12	-5,81

Verifica C.A. S.L.U. - File: sezione 30x30 pilastro

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: \_\_\_\_\_

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 8 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	2,54	5	5
2	0	30	2	2,54	15	5
3	30	30	3	2,54	25	5
4	30	0	4	2,54	5	15
			5	2,54	25	15
			6	2,54	5	25

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N <sub>Ed</sub>	140,27	122,68	kN
M <sub>xEd</sub>	9,74	-5,81	kNm
M <sub>yEd</sub>	66,53	-48,12	

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo  
 S.L.U. +  S.L.U. -  Metodo n

Materiali: B450C C30/37

$\epsilon_{su}$	67,5	$\epsilon_{c2}$	2	$\sigma_c$	-14,11	N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	391,3	$\epsilon_{cu}$	3,5	$\sigma_s$	222,2	N/mm <sup>2</sup>
$E_s$	200.000	$f_{cd}$	17	$\epsilon_s$	1,111	%
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0,8	d	27,64	cm
$\epsilon_{syd}$	1,957	$\sigma_{c,adm}$	11,5	x	13,48	x/d 0,4878
$\sigma_{s,adm}$	255	$\tau_{co}$	0,6933	$\delta$	1	
		$\tau_{c1}$	2,029			

Verifica N° iterazioni: 4  Precompresso

Secondo quanto specificato al §4.1.2.2.5.1 delle NTC08, la massima tensione di compressione del calcestruzzo deve rispettare la seguente limitazione:

$$\sigma_c = |-14,11| \text{ MPa} < 0,55 \times f_{ck} = 16,5 \text{ MPa} \quad \square \text{ OK}$$

Per quanto riguarda le barre d'armatura:

$$\sigma_s = 222,2 \text{ MPa} < 0,75 \times f_{yk} = 337,5 \text{ MPa} \quad \square \text{ OK}$$

### 11.3.2.2 Combinazione frequente – verifiche di fessurazione

Ricalcando lo stesso ragionamento proposto nel paragrafo precedente, si può assumere che il pilastro maggiormente sollecitato sia il n°5 nella combinazione SLE freq. 2. Nella tabella sottostante si riportano i valori di sollecitazione con cui eseguire la verifica.

OutputCase	INVILUPPO							
	FREQ							
Elemento	Max M3 [kN*m]	Min M3 [kN*m]	Max M2 [kN*m]	Min M2 [kN*m]	Max V2 [kN]	Min V2 [kN]	Max V3 [kN]	Min V3 [kN]
pilastro 1	2,59	-0,32	34,29	-21,97	1,62	-0,40	-9,10	-11,37
pilastro 2	4,62	-4,15	14,10	-12,18	2,06	0,89	-3,17	-5,31
pilastro 3	1,78	-0,83	13,22	-9,72	0,82	-0,41	-2,51	-4,64
pilastro 4	0,21	-2,60	32,45	-17,99	1,11	-0,55	-7,95	-10,19
pilastro 5	2,95	-0,20	25,20	<b>-36,29</b>	1,77	-0,34	13,02	11,16
pilastro 6	4,64	-4,06	15,08	-14,86	2,05	0,83	6,72	5,17
pilastro 7	1,33	-1,41	13,28	-14,20	0,57	-0,55	6,23	4,68
pilastro 8	3,11	-3,30	22,72	-35,32	2,05	0,54	12,32	10,49

Frame	Statio	OutputCase	CaseType	StepTy	P	V2	V3	T	M2	M3
pilastro 5	4,95	SLE FREQ 2	Combination		-118,94	-0,05	12,02	0,02	-36,29	-0,06

L'apertura massima delle fessure deve invece rispettare le limitazioni di cui al §4.1.2.2.4.5 delle NTC18:

$$w_d = \epsilon_{sm} \times \Delta_{sm} = 0,175 \text{ mm} < w_2 = 0,3 \text{ mm} \quad \text{VERIFICATO}$$

SLS CRACK WIDTH CONTROL

Reference: EN 1992-1-1:2004, p. 7.3.4

MATERIALS	
Concrete class	C30/37
$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	30
$f_{ct,eff}$ (N/mm <sup>2</sup> )	2,9
$E_{cm}$ (N/mm <sup>2</sup> )	32836
Steel grade	B450C
$f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	450
$E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	210000
$\alpha_e = E_s / E_{cm}$	6,40

CROSS-SECTION GEOMETRY	
$b_w$ (mm)	300,00
$h$ (mm)	300,00
$c$ (mm)	40,00
$i_{vert}$ (mm)	50,00
$i_{hor}$ (mm)	0,00
$A_{s1}$ (mm <sup>2</sup> )	0
$d_1$ (mm)	0
$A_{s2}$ (mm <sup>2</sup> )	762
$d_2$ (mm)	40
$A_{s3}$ (mm <sup>2</sup> )	762
$d_3$ (mm)	260
$A_{s4}$ (mm <sup>2</sup> )	0
$d_4$ (mm)	0
$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	762
$d$ (mm)	260
$\phi$ (mm)	18,00
$x$ (mm)	71,4
$I$ (mm <sup>4</sup> )	214547695
$\rho's$	0,85%

CALCULATION OF CRACK WIDTH

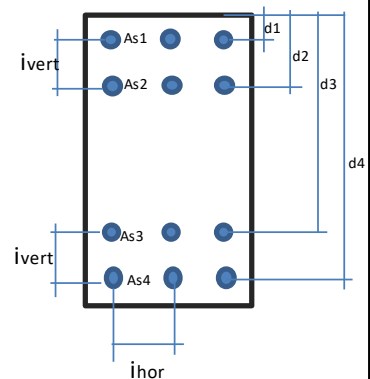
$s_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	204,0
Check on bars spacing: $i_{hor} \leq 5(c+f)$	YES
$k_1$	0,80
$k_2$	0,50
$k_3$	3,40
$k_4$	0,43
$h_{c,eff}$ (mm)	76,18513367
$A_{c,eff}$ (mm <sup>2</sup> )	22855,5401
$r_{p,eff}$	0,0333
$s_{r,max}$ (mm)	227,8
$k_t$	0,4
$e_{sm} - e_{cm}$	0,001
$w_k$ (mm)	0,175

CHECK
<b>M<sub>Sd</sub> (kNm)</b>
<b>36,3</b>
<b>M<sub>ctm</sub> (kNm)</b>
<b>13,1</b>
Crack width calculation required
<b>w<sub>k</sub> (mm)</b>
<b>0,175</b>
<b>w<sub>lim</sub> (mm)</b>
<b>0,3</b>
<b>Check</b>
<b>OK</b>

Decompression moment check

Crack width calculation (if required)

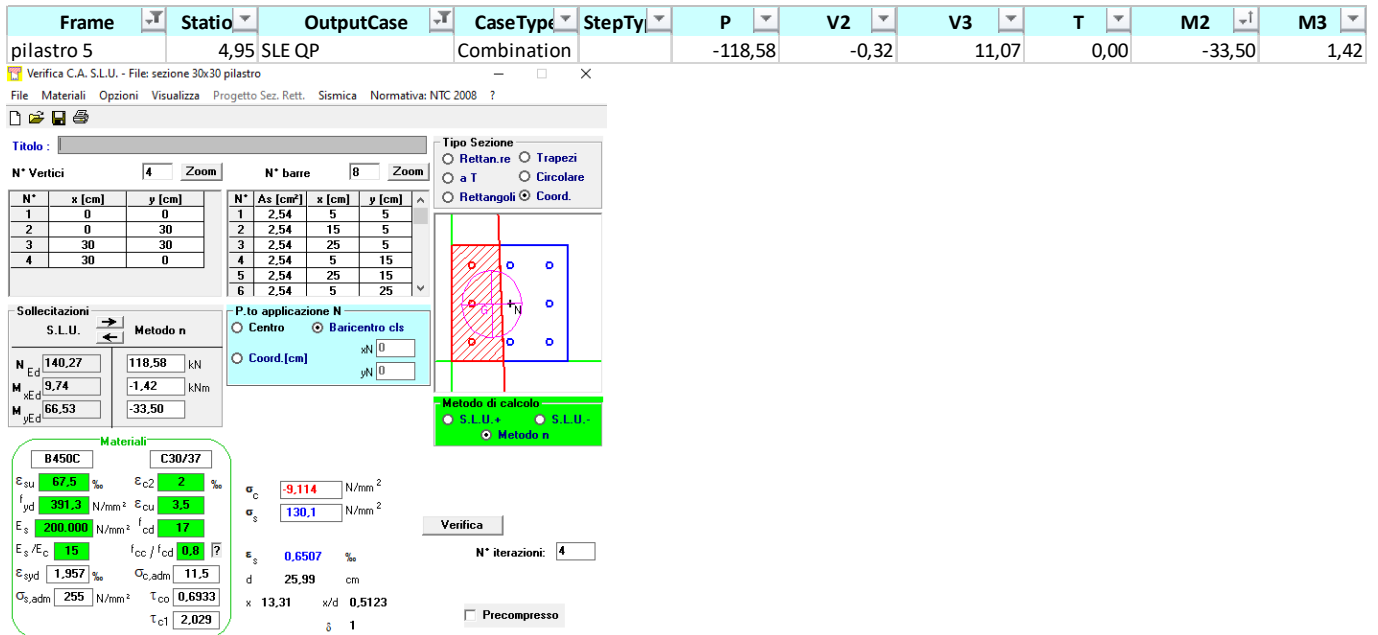
STEEL REINFORCEMENT			
$A_{s1}$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi 12$	$\phi 14$	$\phi 16$
0	0	0	0
$A_{s2}$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi 20$	$\phi 25$	$\phi 32$
0	0	0	0
$A_{s3}$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi 20$	$\phi 25$	$\phi 32$
628	2	0	0
$A_{s4}$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi 12$	$\phi 14$	$\phi 16$
0	0	0	0



### 11.3.2.3 Combinazione Quasi Permanente – verifiche di limitazione delle tensioni e di fessurazione

Nella tabella sottostante si riportano i valori di sollecitazione con cui eseguire le verifiche.

OutputCase	SLE QP							
Elemento	Max M3 [kN*m]	Min M3 [kN*m]	Max M2 [kN*m]	Min M2 [kN*m]	Max V2 [kN]	Min V2 [kN]	Max V3 [kN]	Min V3 [kN]
pilastro 1	1,59	-0,27	34,02	-21,86	-0,38	-0,38	-11,29	-11,29
pilastro 2	2,19	-2,23	13,98	-12,14	0,89	0,89	-5,28	-5,28
pilastro 3	1,27	-0,82	13,11	-9,69	-0,42	-0,42	-4,61	-4,61
pilastro 4	0,20	-2,64	32,17	-17,89	-0,57	-0,57	-10,11	-10,11
pilastro 5	1,42	-0,14	21,31	<b>-33,50</b>	-0,32	-0,32	11,07	11,07
pilastro 6	2,12	-2,04	11,72	-13,73	0,84	0,84	5,14	5,14
pilastro 7	1,35	-1,43	9,94	-13,09	-0,56	-0,56	4,65	4,65
pilastro 8	0,64	-1,92	18,94	-32,63	0,52	0,52	10,42	10,42



**Frame** | **Statio** | **OutputCase** | **CaseType** | **StepTy** | **P** | **V2** | **V3** | **T** | **M2** | **M3**

pilastro 5 | 4,95 SLE QP | Combination | -118,58 | -0,32 | 11,07 | 0,00 | -33,50 | 1,42

Verifica C.A. S.L.U. - File: sezione 30x30 pilastro

File | Materiali | Opzioni | Visualizza | Progetto Sez. Rett. | Sismica | Normativa: NTC 2008 ?

**Titolo:** [ ]

N° Vertici: 4 | Zoom | N° barre: 8 | Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	2,54	5	5
2	0	30	2	2,54	15	5
3	30	30	3	2,54	25	5
4	30	0	4	2,54	5	15
			5	2,54	25	15
			6	2,54	5	25

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N <sub>Ed</sub>	140,27	118,58	kN
M <sub>Ed</sub>	9,74	-1,42	kNm
M <sub>yEd</sub>	66,53	-33,50	

P.to applicazione N:  Centro  Baricentro cls  Coord.[cm]

Metodo di calcolo:  S.L.U.  S.L.U.  Metodo n

Materiali: B450C | C30/37

$E_{su}$	67,5	%	$\epsilon_{c2}$	2	%
$f_{yd}$	391,3	N/mm²	$\epsilon_{cu}$	3,5	%
$E_s$	200.000	N/mm²	$f_{cd}$	17	
$E_s/E_c$	15		$f_{cc}/f_{cd}$	0,8	
$\epsilon_{syd}$	1,957	%	$\sigma_{c,adm}$	11,5	
$\sigma_{s,adm}$	255	N/mm²	$\tau_{co}$	0,6933	
			$\tau_{c1}$	2,029	

$\sigma_c$  -9,114 N/mm²  
 $\sigma_s$  130,1 N/mm²

Verifica:  Precompresso

N° iterazioni: 4

Secondo quanto specificato al §4.1.2.2.5.1 delle NTC08, la massima tensione di compressione del calcestruzzo deve rispettare la seguente limitazione:

$$\sigma_c = |-9,114| \text{ MPa} < 0,4 \times f_{ck} = 12 \text{ MPa} \quad \square \text{ OK}$$

L'apertura massima delle fessure deve invece rispettare le limitazioni di cui al §4.1.2.2.4.5 delle NTC18:

$$w_d = \epsilon_{sm} \times \Delta s_m = 0,158 \text{ mm} < w_l = 0,2 \text{ mm} \text{ VERIFICATO}$$

SLS CRACK WIDTH CONTROL

Reference: EN 1992-1-1:2004, p. 7.3.4

MATERIALS	
Concrete class	C30/37
$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	30
$f_{ct,eff}$ (N/mm <sup>2</sup> )	2,9
$E_{cm}$ (N/mm <sup>2</sup> )	32836
Steel grade	B450C
$f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	450
$E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	210000
$\alpha_e = E_s / E_{cm}$	6,40

CROSS-SECTION GEOMETRY	
$b_w$ (mm)	300,00
$h$ (mm)	300,00
$c$ (mm)	40,00
$i_{vert}$ (mm)	50,00
$i_{hor}$ (mm)	0,00
$A_{s1}$ (mm <sup>2</sup> )	0
$d_1$ (mm)	0
$A_{s2}$ (mm <sup>2</sup> )	762
$d_2$ (mm)	40
$A_{s3}$ (mm <sup>2</sup> )	762
$d_3$ (mm)	260
$A_{s4}$ (mm <sup>2</sup> )	0
$d_4$ (mm)	0
$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	762
$d$ (mm)	260
$\phi$ (mm)	18,00
$x$ (mm)	71,4
$I$ (mm <sup>4</sup> )	214547695
$\rho's$	0,85%

CALCULATION OF CRACK WIDTH

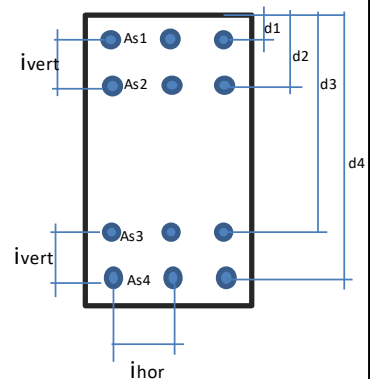
$s_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	188,3
Check on bars spacing: $i_{hor} \leq 5(c+f)$	YES
$k_1$	0,80
$k_2$	0,50
$k_3$	3,40
$k_4$	0,43
$h_{c,eff}$ (mm)	76,18513367
$A_{c,eff}$ (mm <sup>2</sup> )	22855,5401
$r_{p,eff}$	0,0333
$s_{r,max}$ (mm)	227,8
$k_t$	0,4
$e_{sm} - e_{cm}$	0,001
$w_k$ (mm)	0,158

CHECK
$M_{sd}$ (kNm)
33,5
$M_{ctm}$ (kNm)
13,1
Crack width calculation required
$w_k$ (mm)
0,158
$w_{lim}$ (mm)
0,2
Check
OK

Decompression moment check

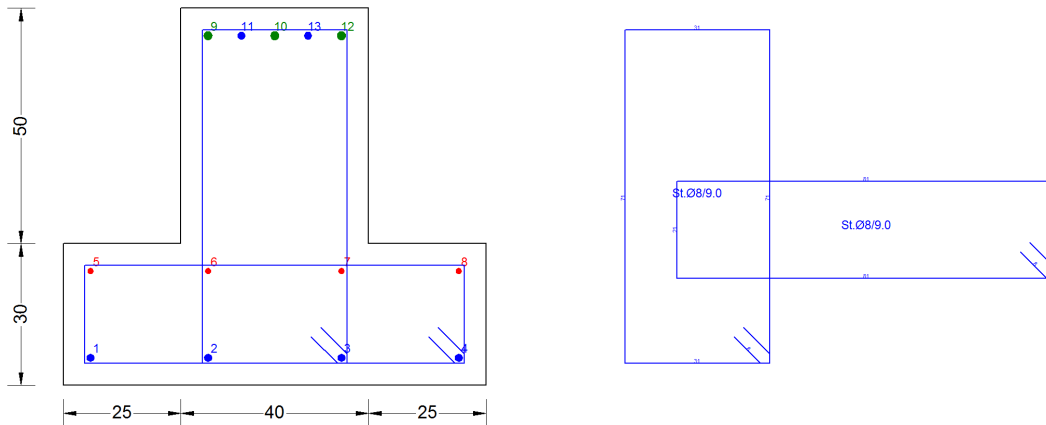
Crack width calculation (if required)

STEEL REINFORCEMENT			
$A_{s1}$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi 12$	$\phi 14$	$\phi 16$
0	0	0	0
$A_{s2}$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi 20$	$\phi 25$	$\phi 32$
0	0	0	0
$A_{s3}$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi 20$	$\phi 25$	$\phi 32$
628	2	0	0
$A_{s4}$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi 12$	$\phi 14$	$\phi 16$
0	0	0	0



## 11.4 Travi rovesce di fondazione

Si considerano 5 $\phi$ 18 superiormente, 4 $\phi$ 18 inferiormente, 4 $\phi$ 12 reggistaffa e staffe a due bracci  $\phi$ 8/10 cm.



## CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

**CALCESTRUZZO - Classe: C20/25**

Resis. compr. di progetto $f_{cd}$ :	11.330 MPa
Resis. compr. ridotta $f_{cd}'$ :	5.665 MPa
Def.unit. max resistenza $ec2$ :	0.0020
Def.unit. ultima $ecu$ :	0.0035
Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale $E_c$ :	29960.0 MPa
Resis. media a trazione $f_{ctm}$ :	2.210 MPa
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	120.00 daN/cm <sup>2</sup>
Ap. Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400 mm
Sc limite S.L.E. comb. Q. Permanenti:	0.00 Mpa
Ap. Fess.limite S.L.E. comb. Q. Perm.:	0.300 mm

**ACCIAIO - Tipo: B450C**

Resist. caratt. snervam. $f_{yk}$ :	450.00 MPa
Resist. caratt. rottura $f_{tk}$ :	450.00 MPa
Resist. snerv. di progetto $f_{yd}$ :	391.30 MPa
Resist. ultima di progetto $f_{td}$ :	391.30 MPa
Deform. ultima di progetto $E_{pu}$ :	0.068
Modulo Elastico $E_f$ :	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1*\beta_2$ :	1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$ :	0.50

### 11.4.1 Verifiche SLU-SLV

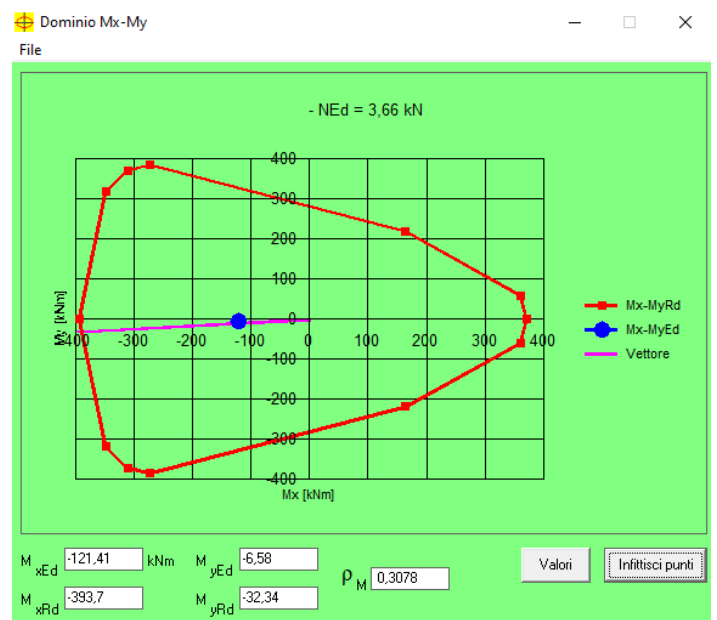
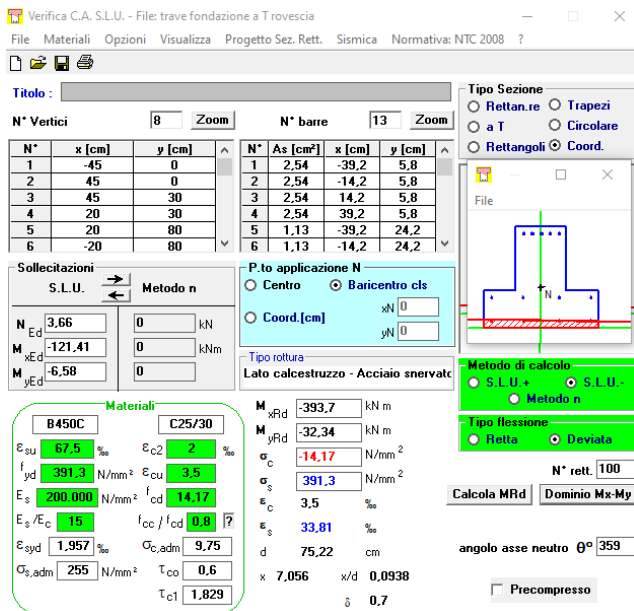
Si riportano nella tabella sottostante le sollecitazioni di progetto allo SLU-SLV. Si evidenziano i valori con cui si eseguiranno le verifiche di resistenza.

OutputCase	INVILUPPO SLU-SLV							
Elemento	Max M3 [kN*m]	Min M3 [kN*m]	Max M2 [kN*m]	Min M2 [kN*m]	Max V2 [kN]	Min V2 [kN]	Max V3 [kN]	Min V3 [kN]
trave T rovescia 1	51,32	-107,53	18,18	-18,81	124,69	-115,85	15,91	-8,76
trave T rovescia 2	55,13	<b>-121,41</b>	19,58	-19,05	<b>134,48</b>	-133,10	12,63	-15,88

#### 11.4.1.1 Verifica a flessione

Si utilizza il software VCAslu per verificare la trave maggiormente sollecitata a flessione. La verifica a flessione deviata viene condotta per la trave rovescia 2 con le seguenti sollecitazioni:

Frame	Statio	Output	CaseType	StepTy	P	V2	V3	T	M2	M3
trave T rovescia 2	11,37558	SLU3	Combination		-3,65	6,01	-7,81	-4,17	-6,58	-121,41



La verifica a flessione deviata risulta soddisfatta.



#### 11.4.1.2 Verifica a Taglio

Si considera la massima azione di taglio agente sulle travi, ossia  $V_{ed} = 134,48$  kN.  
Si procede al calcolo della resistenza a taglio della sezione in c.a. precedentemente riportata, considerando, a vantaggio di sicurezza, soltanto la staffa verticale.

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
Base sezione: $b =$	400 mm
Altezza sezione: $h =$	800 mm
Copriferro: $c =$	40 mm
DATI ARMATURA	
Armatura Longitudinale	
Diametro armatura tesa =	18 mm
N° barre tese =	5
Diametro armatura compressa =	18 mm
N° barre compresse =	4
Armatura Trasversale	
Diametro armatura a Taglio (// alla sezione) =	8 mm
Passo armatura a Taglio =	100 mm
N° bracci delle staffe =	2
Inclinazione staffe : $\alpha =$	90 °
Inclinazione puntone : $\theta =$	45 °

Resistenza sezioni armate a taglio		
Resistenza per rottura armatura a taglio	$V_{Rsd}$	268,94 kN
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$		
Resistenza per sezioni armate a taglio	$V_{Rcd}$	781,61 kN
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$		<b>SEZIONE VERIFICATA</b>
$V_{RD} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) > V_{Ed}$		268,94 kN

La verifica a taglio risulta soddisfatta.

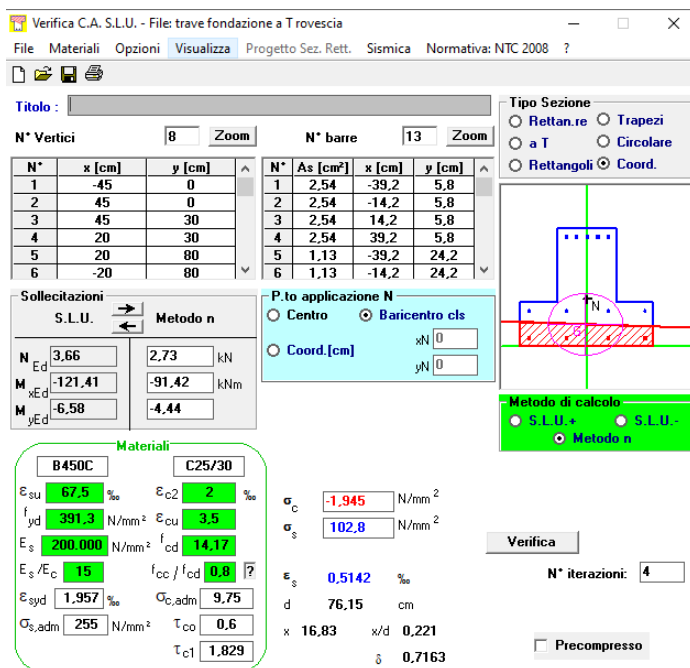
## 11.4.2 Verifiche SLE

### 11.4.2.1 Combinazione rara – verifiche di limitazione delle tensioni

Nella tabella sottostante si riportano i valori di sollecitazione massimi. Si evidenziano i valori con cui si procederà alla verifica.

OutputCase	INVILUPPO SLE RARA							
Elemento	Max M3 [kN*m]	Min M3 [kN*m]	Max M2 [kN*m]	Min M2 [kN*m]	Max V2 [kN]	Min V2 [kN]	Max V3 [kN]	Min V3 [kN]
trave T rovescia 1	37,87	-83,09	7,10	-10,90	88,85	-88,84	6,23	-3,09
trave T rovescia 2	39,79	<b>-91,42</b>	12,88	-10,68	101,88	-101,07	4,54	-10,52

Frame	Statio	Output	CaseType	StepTy	P	V2	V3	T	M2	M3
trave T rovescia 2	11,37558	SLE RARA	Combination		-2,73	4,16	-5,15	-2,91	-4,44	-91,42



Verifica C.A. S.L.U. - File: trave fondazione a T rovescia

File | Materiali | Opzioni | Visualizza | Progetto Sez. Rett. | Sismica | Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : \_\_\_\_\_

N° Vertici: 8 | Zoom | N° barre: 13 | Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	-45	0	1	2,54	-39,2	5,8
2	45	0	2	2,54	-14,2	5,8
3	45	30	3	2,54	14,2	5,8
4	20	30	4	2,54	39,2	5,8
5	20	80	5	1,13	-39,2	24,2
6	-20	80	6	1,13	-14,2	24,2

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N <sub>Ed</sub>	3,66	2,73	kN
M <sub>xEd</sub>	-121,41	-91,42	kNm
M <sub>yEd</sub>	-6,58	-4,44	

Materiali: B450C | C25/30

E <sub>su</sub>	67,5	‰	E <sub>c2</sub>	2	‰
f <sub>yd</sub>	391,3	N/mm²	E <sub>cu</sub>	3,5	‰
E <sub>s</sub>	200.000	N/mm²	f <sub>od</sub>	14,17	
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub>	15		f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub>	0,8	
E <sub>syd</sub>	1,957	‰	σ <sub>c,adm</sub>	9,75	
σ <sub>s,adm</sub>	255	N/mm²	τ <sub>co</sub>	0,6	
			τ <sub>c1</sub>	1,829	

P.to applicazione N: Centro | Baricentro cls

Metodo di calcolo: S.L.U. + | S.L.U. - | Metodo n

Verifica

N° iterazioni: 4

Precompresso

Secondo quanto specificato al §4.1.2.2.5.1 delle NTC08, la massima tensione di compressione del calcestruzzo deve rispettare la seguente limitazione:

$$\sigma_c = |-1,945| \text{ MPa} < 0,55 \times f_{ck} = 11 \text{ MPa} \quad \square \text{ OK}$$

Per quanto riguarda le barre d'armatura:

$$\sigma_s = 102,8 \text{ MPa} < 0,75 \times f_{yk} = 337,5 \text{ MPa} \quad \square \text{ OK}$$

### 11.4.2.2 Combinazione rara – verifiche di fessurazione

Nella tabella sottostante si riportano i valori di sollecitazione massimi. Si evidenziano i valori con cui si procederà alla verifica.

OutputCase	INVILUPPO FREQ							
Elemento	Max M3 [kN*m]	Min M3 [kN*m]	Max M2 [kN*m]	Min M2 [kN*m]	Max V2 [kN]	Min V2 [kN]	Max V3 [kN]	Min V3 [kN]
trave T rovescia 1	29,44	<b>-85,68</b>	6,85	-5,24	92,51	-87,54	2,96	-2,25
trave T rovescia 2	28,92	-84,32	4,56	-5,49	93,07	-93,42	1,21	-2,25

Frame	Statio	OutputC	CaseType	StepTy	P	V2	V3	T	M2	M3
trave T rovescia 1	7,22442	INVILUPP	Combination	Min	-4,26	1,07	0,58	-0,14	-2,63	-85,68

Il momento agente risulta inferiore al momento di prima fessurazione, perciò la verifica a fessurazione risulta soddisfatta.

**SLS CRACK WIDTH CONTROL**

Reference: EN 1992-1-1:2004, p. 7.3.4

MATERIALS	
Concrete class	C25/30
$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	25
$f_{s,eff}$ (N/mm <sup>2</sup> )	2,6
$E_{cm}$ (N/mm <sup>2</sup> )	31447
Steel grade	B450C
$f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	450
$E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	210000
$\alpha_e = E_s / E_{cm}$	6,68

CROSS-SECTION GEOMETRY	
$b_w$ (mm)	400,00
$h$ (mm)	800,00
$c$ (mm)	40,00
$i_{vert}$ (mm)	50,00
$i_{hor}$ (mm)	0,00
$A_{s1}$ (mm <sup>2</sup> )	0
$d_1$ (mm)	0
$A_{s2}$ (mm <sup>2</sup> )	1005
$d_2$ (mm)	40
$A_{s3}$ (mm <sup>2</sup> )	508
$d_3$ (mm)	760
$A_{s4}$ (mm <sup>2</sup> )	0
$d_4$ (mm)	0
$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	1270
$d$ (mm)	760
$\phi$ (mm)	18,00
$x$ (mm)	96,7
$I$ (mm <sup>4</sup> )	1634672647
$\rho_s$	0,31%

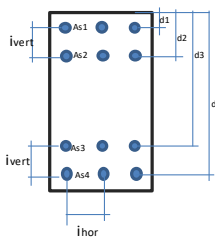
CALCULATION OF CRACK WIDTH	
$s_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	232,2
Check on bars spacing: $i_{hor} \leq 5(c+f)$	YES
$k_1$	0,80
$k_2$	0,50
$k_3$	3,40
$k_4$	0,43
$h_{c,eff}$ (mm)	100
$A_{c,eff}$ (mm <sup>2</sup> )	40000
$f_{p,eff}$	0,0318
$s_{r,max}$ (mm)	232,4
$k_t$	0,4
$e_{sm} - e_{cm}$	0,001
$w_k$ (mm)	<b>0,213</b>

CHECK	
$M_{sd}$ (kNm)	<b>85,7</b>
$M_{cr,sm}$ (kNm)	<b>110,9</b>
No crack width calculation required	
$w_k$ (mm)	<b>0,000</b>
$w_{lim}$ (mm)	<b>0,3</b>
Check	OK

Decompression moment check

Crack width calculation (if required)

STEEL REINFORCEMENT			
$A_{s1}$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi 12$	$\phi 14$	$\phi 16$
0	0	0	0
$A_{s2}$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi 20$	$\phi 25$	$\phi 32$
0	0	0	0
$A_{s3}$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi 20$	$\phi 25$	$\phi 32$
628	2	0	0
$A_{s4}$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi 12$	$\phi 14$	$\phi 16$
0	0	0	0



### 11.4.2.3 Combinazione Quasi Permanente – verifiche di limitazione delle tensioni e di fessurazione

Nella tabella sottostante si riportano i valori di sollecitazione massimi. Si evidenziano i valori con cui si procederà alle verifiche.

OutputCase	SLE QP							
Elemento	Max M3 [kN*m]	Min M3 [kN*m]	Max M2 [kN*m]	Min M2 [kN*m]	Max V2 [kN]	Min V2 [kN]	Max V3 [kN]	Min V3 [kN]
trave T rovescia 1	27,42	-71,24	6,67	-3,85	53,63	-76,63	2,95	-2,24
trave T rovescia 2	27,24	<b>-82,88</b>	4,55	-4,21	91,71	-92,54	0,81	-2,06

Frame	Statio	OutputC	CaseType	StepTy	P	V2	V3	T	M2	M3
trave T rovescia 2	7,22442	SLE QP	Combination		-4,12	1,23	-0,77	1,16	0,54	-82,88

Verifica C.A. S.L.U. - File: trave fondazione a T rovescia

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° Vertici: 8 Zoom N° barre: 13 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	-45	0	1	2,54	-39,2	5,8
2	45	0	2	2,54	-14,2	5,8
3	45	30	3	2,54	14,2	5,8
4	20	30	4	2,54	39,2	5,8
5	20	80	5	1,13	-39,2	24,2
6	-20	80	6	1,13	-14,2	24,2

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N <sub>Ed</sub>	3,66	4,12	kN
M <sub>xEd</sub>	-121,41	-82,88	kNm
M <sub>yEd</sub>	-6,58	0,54	

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Metodo di calcolo  
 S.L.U.+  S.L.U.-  
 Metodo n

Materiali

B450C	C25/30
ε <sub>su</sub> 67,5 ‰	ε <sub>c2</sub> 2 ‰
f <sub>yd</sub> 391,3 N/mm²	ε <sub>cu</sub> 3,5 ‰
E <sub>s</sub> 200.000 N/mm²	f <sub>cd</sub> 14,17
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> 15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> 0,8
ε <sub>syd</sub> 1,957 ‰	σ <sub>c,adm</sub> 9,75
σ <sub>s,adm</sub> 255 N/mm²	τ <sub>co</sub> 0,6
	τ <sub>c1</sub> 1,829

σ<sub>c</sub> -1,632 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 92,11 N/mm²  
ε<sub>s</sub> 0,4605 ‰  
d 74,47 cm  
x 15,63 x/d 0,21  
δ 0,7024

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Secondo quanto specificato al §4.1.2.2.5.1 delle NTC08, la massima tensione di compressione del calcestruzzo deve rispettare la seguente limitazione:

$$\sigma_c = |-1.632| \text{ MPa} < 0,4 \times f_{ck} = 8 \text{ MPa} \quad \square \text{ OK}$$

SLS CRACK WIDTH CONTROL

Reference: EN 1992-1-1:2004, p. 7.3.4

MATERIALS	
Concrete class	C25/30
$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	25
$f_{ct,eff}$ (N/mm <sup>2</sup> )	2,6
$E_{cm}$ (N/mm <sup>2</sup> )	31447
Steel grade	B450C
$f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	450
$E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	210000
$\alpha_e = E_s / E_{cm}$	6,68

CROSS-SECTION GEOMETRY	
$b_w$ (mm)	400,00
$h$ (mm)	800,00
$c$ (mm)	40,00
$i_{vert}$ (mm)	50,00
$i_{hor}$ (mm)	0,00
$A_{s1}$ (mm <sup>2</sup> )	0
$d_1$ (mm)	0
$A_{s2}$ (mm <sup>2</sup> )	1005
$d_2$ (mm)	40
$A_{s3}$ (mm <sup>2</sup> )	508
$d_3$ (mm)	760
$A_{s4}$ (mm <sup>2</sup> )	0
$d_4$ (mm)	0
$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	1270
$d$ (mm)	760
$\phi$ (mm)	18,00
$x$ (mm)	96,7
$I$ (mm <sup>4</sup> )	1634672647
$\rho$ 's	0,31%

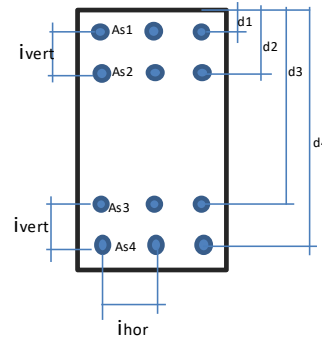
CALCULATION OF CRACK WIDTH	
$s_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	224,6
Check on bars spacing: $i_{hor} \leq 5(c+f)$	YES
$k_1$	0,80
$k_2$	0,50
$k_3$	3,40
$k_4$	0,43
$h_{c,eff}$ (mm)	100
$A_{c,eff}$ (mm <sup>2</sup> )	40000
$r_{p,eff}$	0,0318
$s_{r,max}$ (mm)	232,4
$k_t$	0,4
$e_{sm} - e_{cm}$	0,001
$w_k$ (mm)	0,205

CHECK
$M_{sd}$ (kNm)
82,9
$M_{ctm}$ (kNm)
110,9
No crack width calculation required
$w_k$ (mm)
0,000
$w_{lim}$ (mm)
0,2
Check
OK

Decompression moment check

Crack width calculation (if required)

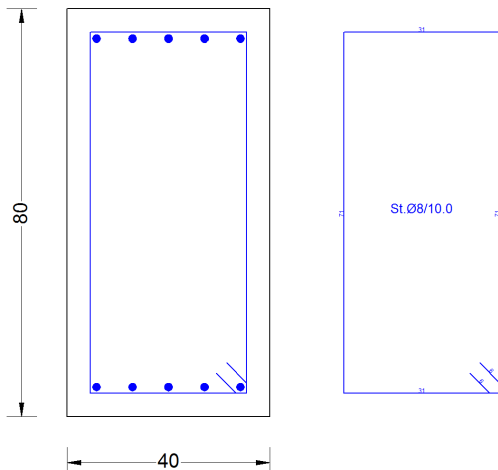
STEEL REINFORCEMENT			
$A_{s1}$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi 12$	$\phi 14$	$\phi 16$
0	0	0	0
$A_{s2}$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi 20$	$\phi 25$	$\phi 32$
0	0	0	0
$A_{s3}$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi 20$	$\phi 25$	$\phi 32$
628	2	0	0
$A_{s4}$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi 12$	$\phi 14$	$\phi 16$
0	0	0	0



Il momento agente risulta inferiore al momento di prima fessurazione, perciò la verifica a fessurazione risulta soddisfatta.

## 11.5 Travi di collegamento di fondazione

Si considerano 5 $\phi$ 16 sia superiormente che inferiormente e staffe a due bracci  $\phi$ 8/10 cm.



## CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

### CALCESTRUZZO - Classe: C25/30

Resistenza compress. di progetto fcd:	14.16 MPa
Resistenza compress. ridotta fcd':	7.080 MPa
Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0 MPa
Resis. media a trazione fctm:	2.560 MPa
Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
Sc limite S.L.E. comb. Rare:	15.000 MPa
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	15.000 MPa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400 mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	11.250 MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm

### ACCIAIO - Tipo: B450C

Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00 MPa
Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00 MPa
Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
Coeff. Aderenza istant. $\beta_1*\beta_2$ :	1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1*\beta_2$ :	0.50

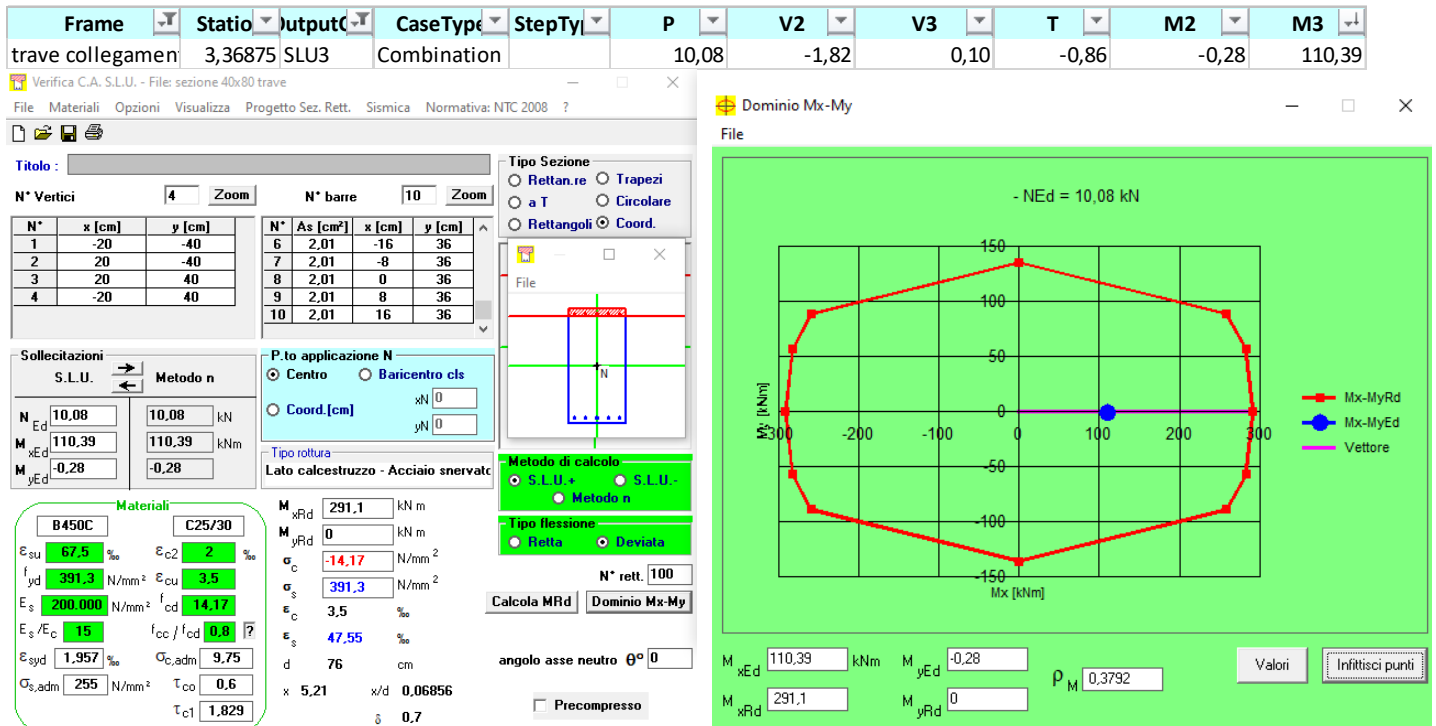
### 11.5.1 Verifiche SLU-SLV

Si riportano nella tabella sottostante le sollecitazioni di progetto allo SLU-SLV. Si evidenziano i valori con cui si eseguiranno le verifiche di resistenza.

OutputCase	INVILUPPO SLU-SLV							
Elemento	Max M3 [kN*m]	Min M3 [kN*m]	Max M2 [kN*m]	Min M2 [kN*m]	Max V2 [kN]	Min V2 [kN]	Max V3 [kN]	Min V3 [kN]
trave collegamento 1	107,09	-65,21	7,89	-16,65	78,45	-67,22	9,58	-11,47
trave collegamento 2	<b>110,39</b>	-59,89	7,02	-13,50	<b>78,52</b>	-67,33	10,60	-10,47
trave collegamento 3	75,26	-47,93	13,89	-21,28	65,08	-48,32	12,96	-18,70
trave collegamento 4	61,83	-60,55	9,34	-18,22	64,90	-47,82	11,54	-4,56
trave collegamento piccola long	5,22	-23,45	8,71	-4,13	30,56	-21,60	4,09	-8,26
trave collegamento piccola trasv	15,99	-17,35	5,38	-4,94	3,29	-32,69	6,10	-4,58

#### 11.5.1.1 Verifica a flessione

Si utilizza il software VCAslu per verificare la trave maggiormente sollecitata a flessione. La verifica a flessione deviata viene condotta per la trave rovescia 2 con le seguenti sollecitazioni:



The screenshot shows the VCAslu software interface with the following data:

Frame	Statio	Output	CaseType	StepTy	P	V2	V3	T	M2	M3
trave collegamen	3,36875	SLU3	Combination		10,08	-1,82	0,10	-0,86	-0,28	110,39

Materiali:

B450C	C25/30
$\epsilon_{su}$ 67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$ 391,3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$ 3,5 ‰
$E_s$ 200.000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$ 14,17
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0,8
$\epsilon_{syd}$ 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9,75
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$ 0,6
	$\tau_{c1}$ 1,829

Calculated values:

$M_{xRd}$ 291,1 kNm	$M_{yEd}$ -0,28	$\rho_M$ 0,3792
$M_{xEd}$ 110,39 kNm	$M_{yRd}$ 0	
$M_{yEd}$ -0,28		
$M_{xRd}$ 291,1		

The diagram shows the bending moment distribution for a beam with a height of 150 cm. The x-axis represents the moment in kNm, ranging from -300 to 300. The y-axis represents the vertical position in cm, ranging from -150 to 150. The diagram shows a red line for the design moment (Mx-MyRd) and a blue line for the effective moment (Mx-MyEd). The design moment is a constant value of 110,39 kNm across the height of the beam. The effective moment is zero. The diagram also shows a vector field (Vettore) and a legend for the different moment components.

La verifica a flessione deviata risulta soddisfatta.

### 11.5.1.2 Verifica a Taglio

Si considera la massima azione di taglio agente sulle travi di copertura, ossia  $V_{ed} = 78,52$  kN.  
Si procede al calcolo della resistenza a taglio della sezione in c.a. precedentemente riportata.

GEOMETRIA DELLA SEZIONE	
Base sezione: $b =$	400 mm
Altezza sezione: $h =$	800 mm
Copriferro: $c =$	40 mm
DATI ARMATURA	
Armatura Longitudinale	
Diametro armatura tesa =	16 mm
N° barre tese =	5
Diametro armatura compressa =	16 mm
N° barre compresse =	5
Armatura Trasversale	
Diametro armatura a Taglio (// alla sezione) =	8 mm
Passo armatura a Taglio =	100 mm
N° bracci delle staffe =	2
Inclinazione staffe : $\alpha =$	90 °
Inclinazione puntone : $\theta =$	45 °
Resistenza sezioni armate a taglio	
Resistenza per rottura armatura a taglio	$V_{Rsd}$ 268,94 kN
$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$	
Resistenza per sezioni armate a taglio	$V_{Rcd}$ 781,61 kN
$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$	
	<b>SEZIONE VERIFICATA</b>
$V_{RD} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) > V_{Ed}$	268,94 kN

La verifica a taglio risulta soddisfatta.



## 11.5.2 Verifiche SLE

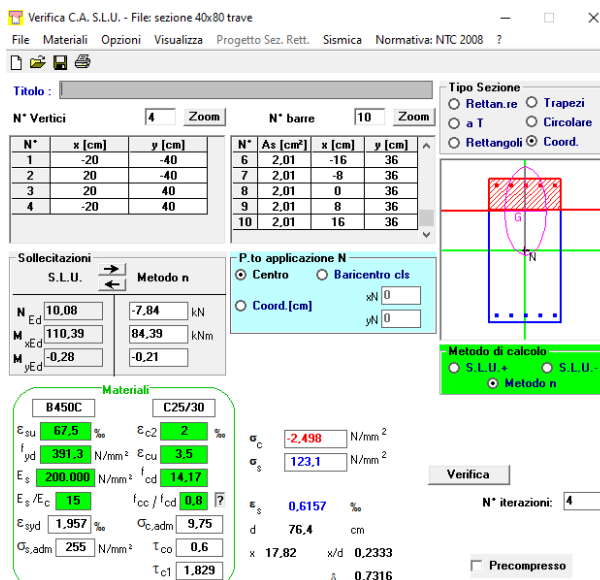
### 11.5.2.1 Combinazione rara – verifiche di limitazione delle tensioni

Nella tabella sottostante si riportano i valori di sollecitazione massimi. Si evidenziano i valori con cui si procederà alla verifica.

OutputCase	INVILUPPO SLE RARA
------------	--------------------

Elemento	Max M3 [kN*m]	Min M3 [kN*m]	Max M2 [kN*m]	Min M2 [kN*m]	Max V2 [kN]	Min V2 [kN]	Max V3 [kN]	Min V3 [kN]
trave collegamento 1	81,93	-42,41	5,27	-11,05	59,61	-52,16	6,40	-7,63
trave collegamento 2	<b>84,39</b>	-40,01	4,69	-9,02	59,62	-52,26	7,08	-6,97
trave collegamento 3	58,07	-27,01	9,69	-14,40	49,27	-37,51	8,73	-13,14
trave collegamento 4	47,96	-37,21	6,17	-11,97	49,30	-37,03	7,63	-3,11
trave collegamento piccola long	1,87	-17,78	6,26	-3,12	23,45	-16,51	2,85	-6,07
trave collegamento piccola trasv	11,84	-13,55	0,28	-1,36	1,06	-25,16	1,14	-2,35

Frame	Statio	Output	CaseType	StepTy	P	V2	V3	T	M2	M3
trave collegamen	3,36875	SLE RARA	Combination		7,84	-2,18	0,08	-0,58	-0,21	84,39



Verifica C.A. S.L.U. - File: sezione 40x80 trave

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO: \_\_\_\_\_

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 10 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	-20	-40	6	2,01	-16	36
2	20	-40	7	2,01	-8	36
3	20	40	8	2,01	0	36
4	-20	40	9	2,01	8	36
			10	2,01	16	36

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N <sub>Ed</sub>	10,08	-7,84	kN
M <sub>xEd</sub>	110,39	84,39	kNm
M <sub>yEd</sub>	-0,28	-0,21	kNm

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN [ ] yN [ ]

Metodo di calcolo  
 S.L.U. +  S.L.U. -  Metodo n

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Materiali

B450C	C25/30
ε <sub>su</sub> 67,5 ‰	ε <sub>c2</sub> 2 ‰
f <sub>yd</sub> 391,3 N/mm²	ε <sub>cu</sub> 3,5 ‰
E <sub>s</sub> 200.000 N/mm²	f <sub>cd</sub> 14,17
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> 15	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> 0,8
ε <sub>syd</sub> 1,957 ‰	C <sub>cc,adm</sub> 9,75
C <sub>s,adm</sub> 255 N/mm²	τ <sub>co</sub> 0,6
	τ <sub>c1</sub> 1,829

σ<sub>c</sub> 2,498 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 123,1 N/mm²  
ε<sub>s</sub> 0,6157 ‰  
d 76,4 cm  
x 17,82 x/d 0,2333  
δ 0,7316

Secondo quanto specificato al §4.1.2.2.5.1 delle NTC08, la massima tensione di compressione del calcestruzzo deve rispettare la seguente limitazione:

$$\sigma_c = |-2,498| \text{ MPa} < 0,55 \times f_{ck} = 11 \text{ MPa} \quad \square \text{ OK}$$

Per quanto riguarda le barre d'armatura:

$$\sigma_s = 123,1 \text{ MPa} < 0,75 \times f_{yk} = 337,5 \text{ MPa} \quad \square \text{ OK}$$

### 11.5.2.2 Combinazione rara – verifiche di fessurazione

Nella tabella sottostante si riportano i valori di sollecitazione massimi per le travi di copetrura. Si evidenziano i valori con cui si procederà alla verifica.

OutputCase	INVILUPPO FREQ							
Elemento	Max M3 [kN*m]	Min M3 [kN*m]	Max M2 [kN*m]	Min M2 [kN*m]	Max V2 [kN]	Min V2 [kN]	Max V3 [kN]	Min V3 [kN]
trave collegamento 1	80,96	-27,99	1,12	-1,89	55,76	-55,05	1,34	-1,46
trave collegamento 2	<b>83,08</b>	-25,14	0,97	-2,12	55,57	-55,30	1,51	-1,31
trave collegamento 3	59,63	-11,98	5,36	-6,18	45,21	-39,76	2,28	-6,64
trave collegamento 4	50,35	-23,93	2,36	-3,99	46,09	-38,66	3,49	-1,05
trave collegamento piccola long	2,64	-16,27	3,94	-3,05	23,15	-15,98	1,31	-4,57
trave collegamento piccola trasv	9,43	-14,96	1,33	-2,15	0,81	-25,30	1,68	0,89

Frame	Statio	OutputC	CaseType	StepTy	P	V2	V3	T	M2	M3
trave T rovescia 1	7,22442	INVILUPP	Combination	Min	-4,26	1,07	0,58	-0,14	-2,63	-85,68

Il momento agente risulta inferiore al momento di prima fessurazione, perciò la verifica a fessurazione risulta soddisfatta.

MATERIALS	
Concrete class	C30/37
$f_{ct}$ (N/mm <sup>2</sup> )	30
$f_{ct,eff}$ (N/mm <sup>2</sup> )	2,9
$E_{cm}$ (N/mm <sup>2</sup> )	32836
Steel grade	B450C
$f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	450
$E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	210000
$\alpha_s = E_s / E_{cm}$	6,40

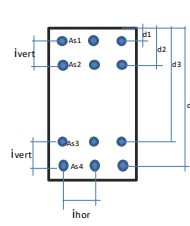
CROSS-SECTION GEOMETRY	
$b_w$ (mm)	400,00
$h$ (mm)	800,00
$c$ (mm)	40,00
$i_{top}$ (mm)	50,00
$i_{bot}$ (mm)	0,00
$A_{s1}$ (mm <sup>2</sup> )	0
$d_{s1}$ (mm)	0
$A_{s2}$ (mm <sup>2</sup> )	1005
$d_{s2}$ (mm)	40
$A_{s3}$ (mm <sup>2</sup> )	1005
$d_{s3}$ (mm)	760
$A_{s4}$ (mm <sup>2</sup> )	0
$d_{s4}$ (mm)	0
$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	1005
$d$ (mm)	760
$\delta$ (mm)	18,00
$x$ (mm)	131,4
$I$ (mm <sup>4</sup> )	2895902276
$\rho^s$	0,31%

CALCULATION OF CRACK WIDTH	
$s_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	115,3
Check on bars spacing: $i_{hor} \leq 5(c+f)$	YES
$K_1$	0,80
$K_2$	0,50
$K_3$	3,40
$K_4$	0,43
$h_{c,eff}$ (mm)	100
$A_{c,eff}$ (mm <sup>2</sup> )	40000
$f_{s,eff}$	0,0251
$s_{r,max}$ (mm)	257,8
$K_f$	0,4
$e_{sm} - e_{cm}$	0,000
$w_k$ (mm)	<b>0,085</b>


STEEL REINFORCEMENT			
$A_{s1}$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi 12$	$\phi 14$	$\phi 16$
0	0	0	0
$A_{s2}$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi 20$	$\phi 25$	$\phi 32$
0	0	0	0
$A_{s3}$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi 20$	$\phi 25$	$\phi 32$
628	2	0	0
$A_{s4}$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi 12$	$\phi 14$	$\phi 16$
0	0	0	0

CHECK
$M_{sd}$ (kNm)
83,1
$M_{cm}$ (kNm)
123,7
No crack width calculation required
Crack width calculation (if required)
$w_k$ (mm)
0,000
$w_{lim}$ (mm)
0,3
Check
OK

Decompression moment check

Crack width calculation (if required)

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI</b>					
	<b>CTE BRINDISI – Relazione di calcolo delle strutture</b>					
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	
IA7K	00 D 18	CL	FA0100001	A	107 di 114	

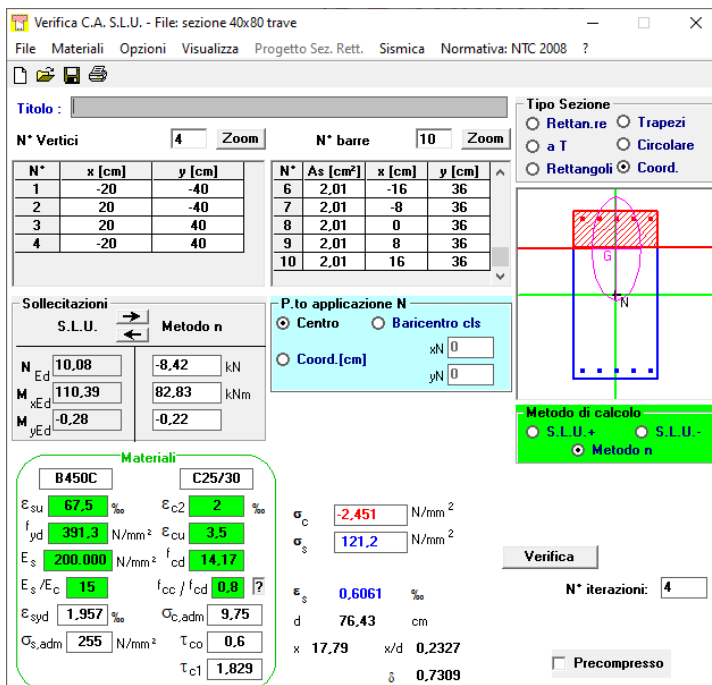
### 11.5.2.3 Combinazione Quasi Permanente – verifiche di limitazione delle tensioni e di fessurazione

Nella tabella sottostante si riportano i valori di sollecitazione massimi. Si evidenziano i valori con cui si procederà alle verifiche.

OutputCase	SLE QP
------------	--------

Elemento	Max M3 [kN*m]	Min M3 [kN*m]	Max M2 [kN*m]	Min M2 [kN*m]	Max V2 [kN]	Min V2 [kN]	Max V3 [kN]	Min V3 [kN]
trave collegamento 1	80,78	-25,44	0,48	-0,19	54,81	-55,05	0,08	0,07
trave collegamento 2	<b>82,83</b>	-24,33	0,44	-0,60	54,56	-55,30	0,11	0,10
trave collegamento 3	59,88	-8,23	4,42	-4,74	44,14	-39,68	0,67	-5,02
trave collegamento 4	50,66	-20,67	2,34	-3,97	45,24	-38,59	3,46	-0,54
trave collegamento piccola long	2,66	-16,12	3,37	-3,04	23,08	-15,80	1,13	-4,20
trave collegamento piccola trasv	8,80	-14,89	1,34	-2,16	0,75	-25,29	1,69	1,61

Frame	Statio	Output	CaseType	StepTy	P	V2	V3	T	M2	M3
trave collegamen	3,85	SLE QP	Combination		8,42	-0,37	0,10	-0,01	-0,22	82,83



Verifica C.A. S.L.U. - File: sezione 40x80 trave

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Tipo Sezione:  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 10 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	-20	-40	6	2,01	-16	36
2	20	-40	7	2,01	-8	36
3	20	40	8	2,01	0	36
4	-20	40	9	2,01	8	36
			10	2,01	16	36

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N <sub>Ed</sub>	10,08	-8,42	kN
M <sub>xEd</sub>	110,39	82,83	kNm
M <sub>yEd</sub>	-0,28	-0,22	

P.to applicazione N:  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Metodo di calcolo:  
 S.L.U.+  S.L.U.-  Metodo n

Materiali:

B450C	C25/30
$\epsilon_{su}$ 67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$ 391,3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$ 3,5 ‰
$E_s$ 200.000 N/mm²	$f_{cd}$ 14,17
$E_s/E_c$ 15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0,8
$\epsilon_{syd}$ 1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9,75
$\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²	$\tau_{co}$ 0,6
	$\tau_{c1}$ 1,829

$\sigma_c$  -2,451 N/mm²  
 $\sigma_s$  121,2 N/mm²  
 $\epsilon_s$  0,6061 ‰  
 d 76,43 cm  
 x 17,79 x/d 0,2327  
 $\delta$  0,7309

Verifica N° iterazioni: 4  Precompresso

Secondo quanto specificato al §4.1.2.2.5.1 delle NTC08, la massima tensione di compressione del calcestruzzo deve rispettare la seguente limitazione:

$$\sigma_c = |-2.451| \text{ MPa} < 0.4 \times f_{ck} = 8 \text{ MPa} \quad \square \text{ OK}$$

Il momento agente risulta inferiore al momento di prima fessurazione, perciò la verifica a fessurazione risulta soddisfatta.

SLS CRACK WIDTH CONTROL

Reference: EN 1992-1-1:2004, p. 7.3.4

MATERIALS	
Concrete class	C30/37
$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	30
$f_{ct,eff}$ (N/mm <sup>2</sup> )	2,9
$E_{cm}$ (N/mm <sup>2</sup> )	32836
Steel grade	B450C
$f_{yk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	450
$E_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	210000
$\alpha_e = E_s / E_{cm}$	6,40

CROSS-SECTION GEOMETRY	
$b_w$ (mm)	400,00
$h$ (mm)	800,00
$c$ (mm)	40,00
$i_{vert}$ (mm)	50,00
$i_{hor}$ (mm)	0,00
$A_{s1}$ (mm <sup>2</sup> )	0
$d_1$ (mm)	0
$A_{s2}$ (mm <sup>2</sup> )	1005
$d_2$ (mm)	40
$A_{s3}$ (mm <sup>2</sup> )	1005
$d_3$ (mm)	760
$A_{s4}$ (mm <sup>2</sup> )	0
$d_4$ (mm)	0
$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	1005
$d$ (mm)	760
$\phi$ (mm)	18,00
$x$ (mm)	131,4
$I$ (mm <sup>4</sup> )	2895902276
$\rho's$	0,31%

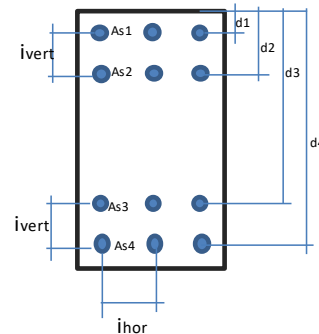
CALCULATION OF CRACK WIDTH	
$s_s$ (N/mm <sup>2</sup> )	115,3
Check on bars spacing: $i_{hor} \leq 5(c+f)$	YES
$k_1$	0,80
$k_2$	0,50
$k_3$	3,40
$k_4$	0,43
$h_{c,eff}$ (mm)	100
$A_{c,eff}$ (mm <sup>2</sup> )	40000
$r_{p,eff}$	0,0251
$s_{r,max}$ (mm)	257,8
$k_t$	0,4
$e_{sm} - e_{cm}$	0,000
$w_k$ (mm)	0,085

CHECK
$M_{sd}$ (kNm)
83,1
$M_{ctm}$ (kNm)
123,7
No crack width calculation required
$w_k$ (mm)
0,000
$w_{lim}$ (mm)
0,2
Check
OK

Decompression moment check

Crack width calculation (if required)

STEEL REINFORCEMENT			
$A_{s1}$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi 12$	$\phi 14$	$\phi 16$
0	0	0	0
$A_{s2}$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi 20$	$\phi 25$	$\phi 32$
0	0	0	0
$A_{s3}$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi 20$	$\phi 25$	$\phi 32$
628	2	0	0
$A_{s4}$ (mm <sup>2</sup> )	$\phi 12$	$\phi 14$	$\phi 16$
0	0	0	0



## 12. VERIFICA A CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI

Per la verifica a collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno prevista secondo il §6.4.21 di NTC2018 si utilizza la combinazione (A1 + M1 + R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle seguenti:

**Tabella 3: Tab.6.2.I di NTC2018 per i coefficienti parziali per le azioni (A1)**

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_E$ (o $\gamma_F$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

**Tabella 4: Tab.6.2.II di NTC2018 per i coefficienti parziali per i parametri geotecnici (M1)**

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

**Tabella 5: Tab.6.4.I di NTC2018 per i coefficienti parziali per le verifiche (R3)**

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

Come si può notare, i valori per i coefficienti parziali per le azioni della combinazione (A1+M1+R3) corrispondono a quelli delle combinazioni SLU implementate nel modello, per cui si verifica la fondazione per i massimi valori sollecitanti ricavati dall'involuppo SLU senza amplificare tali azioni nel foglio di calcolo riportato successivamente. In particolare le sollecitazioni più sfavorevoli per le travi rovesce sono:

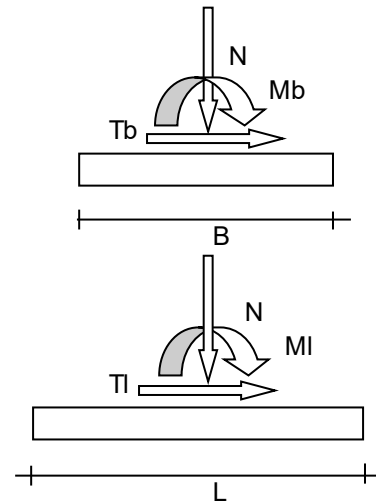
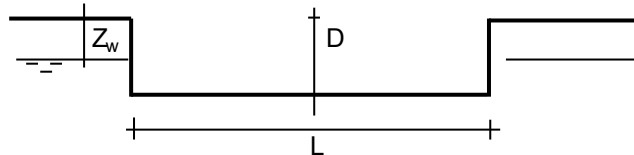
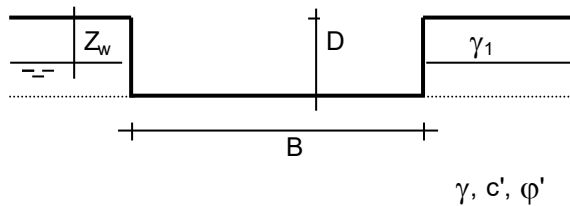
Ty	Tx	MX	MY
134,48	15,88	121,41	19,58

Per calcolare la reazione verticale agente in fondazione si considera lo scarico su uno dei pilastri centrali attraverso le aree di influenza:

- G1: pilastro  $4.90 \text{ m} \times 0.09 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3$   
 trave rovescia  $1 \text{ m} \times 0.47 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3$   
 solaio  $4.25 \text{ m} \times 3.85 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^2$
- G2: copertura  $4.25 \text{ m} \times 3.85 \text{ m} \times 1.05 \text{ kN/m}^2$   
 tamponatura  $4.90 \text{ m} \times 4.25 \text{ m} \times 2.56 \text{ kN/m}^2$
- Q: neve  $4.25 \text{ m} \times 3.85 \text{ m} \times 0.48 \text{ kN/m}^2$   
 accidentali  $4.25 \text{ m} \times 3.85 \text{ m} \times 1 \text{ kN/m}^2$

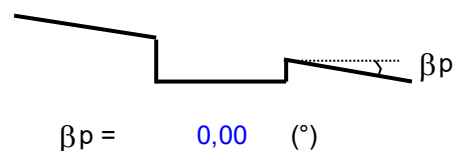
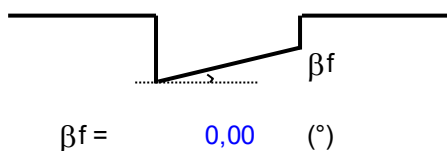
$$F_{z, sLU_{max}} = G1 \times 1.3 + G2 \times 1.5 + Q_h \times 1.5 + Q_s \times 0.75 = 245 \text{ kN}$$

Si riporta di seguito la verifica a capacità portante per le sollecitazioni ricavate.



(Per fondazione nastriforme  $L = 100 \text{ m}$ )

$B$	=	0,90	(m)
$L$	=	4,25	(m)
$D$	=	1,65	(m)



VERIFICA CARICO LIMITE COMBO SLV

COEFF. PARZIALI			
$\gamma_{A1}$		$\gamma_{M1}$	
permanenti	variabili	$\tan(\varphi')$	$c'$
1,30	1,50	1,00	1,00

AZIONI			
	AZIONI DI INPUT		AZIONI DI PROGETTO
	permanenti	variabili	
N [kN]	245,00	0,00	245,00
$M_B$ [kNm]	19,58	0,00	19,58
$M_L$ [kNm]	121,41	0,00	121,41
$T_B$ [kN]	15,88	0,00	15,88
$T_L$ [kN]	134,48	0,00	134,48
H [kN]	135,41	0,00	135,41

GEOMETRIA e PROPRIETA' MECCANICHE		
B	0,90	[m]
L	4,25	[m]
D	1,65	[m]
$\gamma$	19,00	[kN/m <sup>3</sup> ]
$z_w$	3,50	[m]
$\gamma_1$	19,00	[kN/m <sup>3</sup> ]
$\varphi'$	29,00	°
	0,51	rad
$\tan(\varphi')$	0,55	[-]
$c'$	0,00	[kPa]
q	31,35	[Mpa]

SEZIONE REAGENTE EQUIVALENTE		
$e_B$	0,08	[m]
$e_L$	0,50	[m]
$B^*$	0,74	[m]
$L^*$	3,26	[m]

COEFF. PER CARICO INCLINATO		
$m_B$	1,81	[-]
$m_L$	1,19	[-]
$\vartheta$	6,73	[-]
m	1,19	[-]
$i_\gamma$	0,17	[-]
$i_c$	0,34	[-]
$i_q$	0,38	[-]

FATTORI DI FORMA		
$s_\gamma$	0,91	[-]
$s_c$	1,13	[-]
$s_q$	1,13	[-]

FATTORI DI CAPACITA' PORTANTE		
$N_\gamma$	19,34	[-]
$N_c$	27,86	[-]
$N_q$	16,44	[-]

FATTORI DI PROFONDITA' DEL PIANO DI POSA		
$d_\gamma$	1,00	[-]
$d_c$	1,36	[-]
$d_q$	1,34	[-]

RESISTENZA			SOLLECITAZIONE	
$q_{LIM}$ [Mpa]	318,41			
$\gamma_R$	2,3			
$R_d$ [Mpa]	138,44	>	$E_d$ [Mpa]	101,57
VERIFICA SODDISFATTA				

 <b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	<b>COLLEGAMENTO FERROVIARIO DELL'AEROPORTO DEL          SALENTO CON LA STAZIONE DI BRINDISI</b>					
	<b>CTE BRINDISI – Relazione di calcolo delle strutture</b>	COMMESSA IA7K	LOTTO 00 D 18	CODIFICA CL	DOCUMENTO FA0100001	REV. A

### 13. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI

Secondo quanto riportato dalle NTC 2018 al § 7.3.6.1, per le costruzioni ricadenti in classe d'uso II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

In particolare, si può considerare che il caso in esame ricada nel punto a) descritto in normativa, che riguarda gli edifici con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura e che interferiscono con la deformabilità della stessa, per i quali è previsto di contenere gli spostamenti interpiano entro il 5‰ dell'altezza di piano:

$$d_r \leq 0.005 h$$

dove:

h = altezza di piano;

$d_r$  = spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, determinato per lo SLD.

Essendo l'altezza di interpiano  $h_1 = 4.90$  m, il limite massimo degli spostamenti nel caso in esame è:

$$d_{r_1} \leq 0,005 * 490 = 2.45 \text{ cm}$$



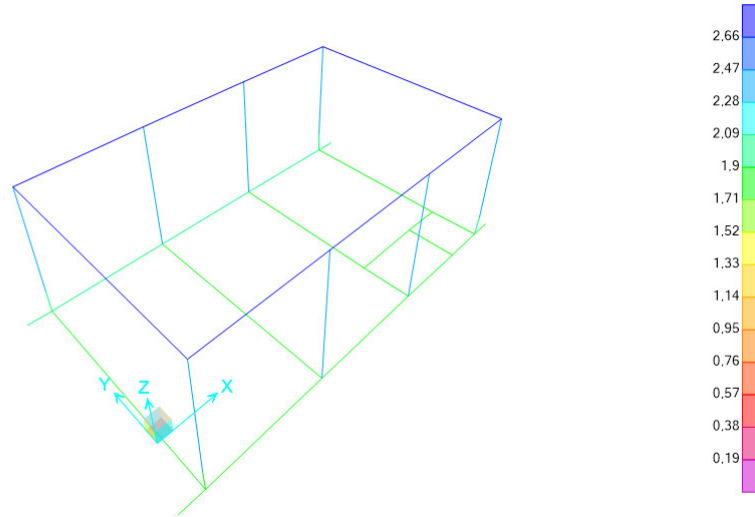


Figura 13-1: Inviluppo SLD - Spostamenti in X

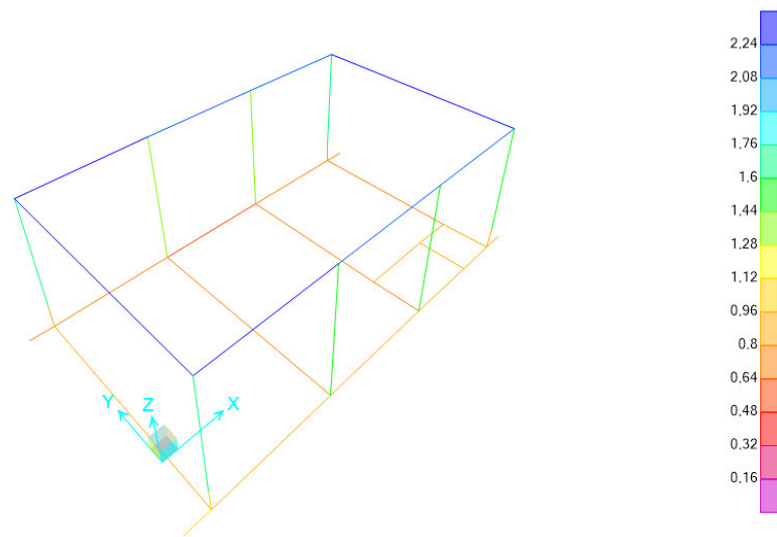


Figura 13-2: Inviluppo SLD - Spostamenti in Y

Il massimo spostamento (relativo) per lo SLD in direzione X è pari a  $2,844\text{mm} - 1,936\text{mm} = 0,91\text{mm}$ , mentre in direzione Y è pari a  $2,37\text{mm} - 0,37\text{mm} = 1,64\text{mm}$ . Entrambi gli spostamenti sono ammissibili.

#### 14. RIEPILOGO ARMATURE ED INCIDENZA

Elemento strutturale	Armatura Principale	Armatura a taglio	Incidenza* [kg/m <sup>3</sup> ]
<b>ELEVAZIONE</b>			
Travi di bordo	5φ18 inf. e sup.	staffe φ8/10	162
Pilastri	3φ18 inf. e sup. 2φ18 intermedi	staffe φ8/10 2 legature φ8/10 cm	280
<b>FONDAZIONE</b>			
Travi rovesce	5φ18 sup. 4φ18 inf. 4φ12 reggistaffa	staffe φ8/10	90
Travi di collegamento	5 φ16 inf. e sup.	staffe φ8/10	85

\*per tener conto delle sovrapposizioni si è aggiunto un 8% al peso risultante dal calcolo.