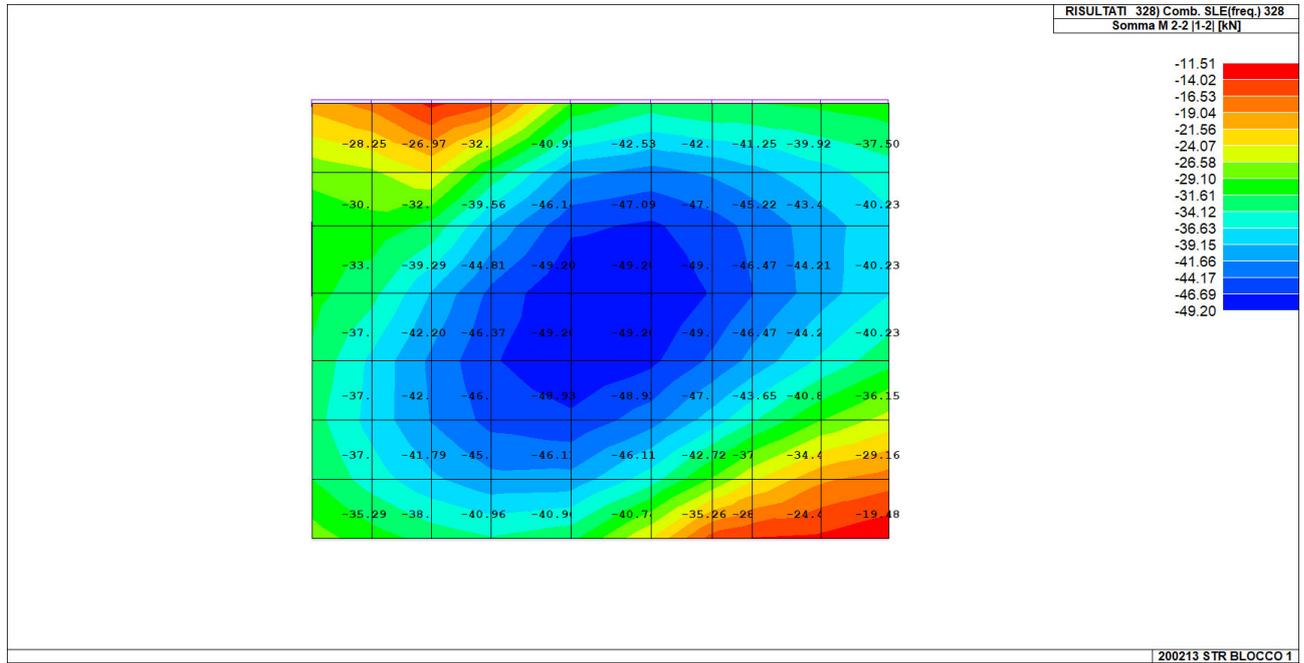


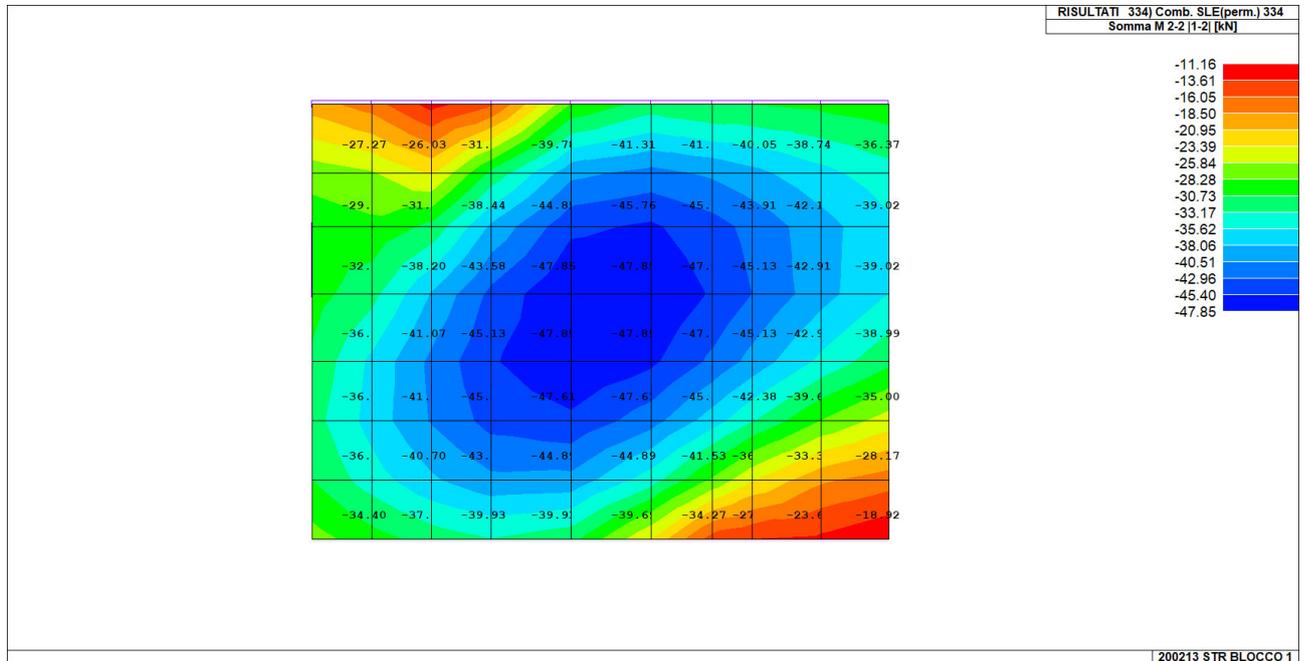


MOMENTO SLE - FREQUENTE



Il momento considerato è pari a -49,20 kNm/m

MOMENTO SLE - QUASI PERMANENTE



Il momento considerato è pari a -47,85 kNm/m



Si riportano le verifiche effettuate:

VERIFICA SLU

Nella verifica si sono considerati i valori di  $\epsilon_{su}$ ,  $\epsilon_{c2}$  e  $\epsilon_{cu}$  in modo da calcolare il momento ultimo elastico.

Verifica C.A. S.L.U. - File: soletta alleggerita campata\_p2

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

**Titolo:** Verifica soletta alleggerita sp. 36 campata

N° Vertici: 12 Zoom N° barre: 2 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	66	0
3	66	8
4	40	8
5	40	28
6	66	28

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	12,18	33	5,4
2	12,18	33	30,6

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

**Tipologia di applicazione N:**  Centro  Baricentro cls  Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

**Tipologia di rottura:** Lato acciaio - Acciaio elastico

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

**Tipologia di flessione:**  Retta  Deviata

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio M-N

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

Precompresso

**Materiali:**

Proprietà	B450C	C32/40
$\epsilon_{su}$	1,86 ‰	1,8 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm²	1,8 ‰
$E_s$	210.000 N/mm²	18,13 ‰
$E_s/E_c$	15	0,8
$\epsilon_{syd}$	1,863 ‰	12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	0,7333
$\tau_{co}$		2,114

**Parametri di progetto:**

M<sub>xRd</sub>: 129,1 kNm

$\sigma_c$ : -12,31 N/mm²

$\sigma_s$ : 390,6 N/mm²

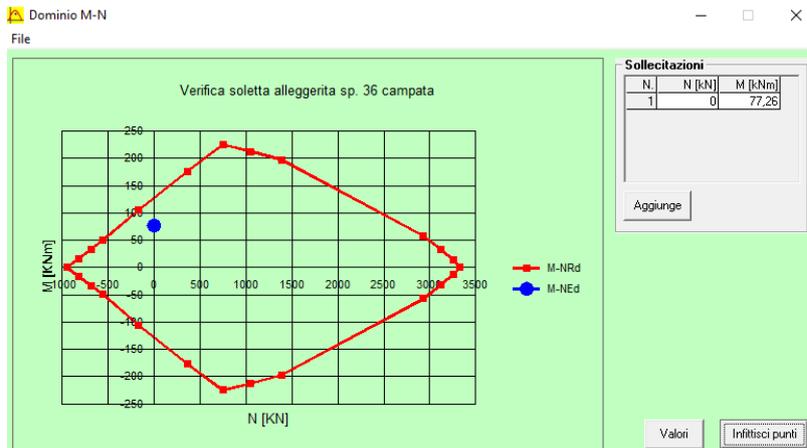
$\epsilon_c$ : 0,7799 ‰

$\epsilon_s$ : 1,86 ‰

d: 30,6 cm

x: 9,04 x/d: 0,2954

$\delta$ : 0,8093



L'armatura di base è costituita da una maglia di  $\phi 16/16,5$  superiore ed inferiore in entrambe le direzioni. Le verifiche a SLU risultano soddisfatte.

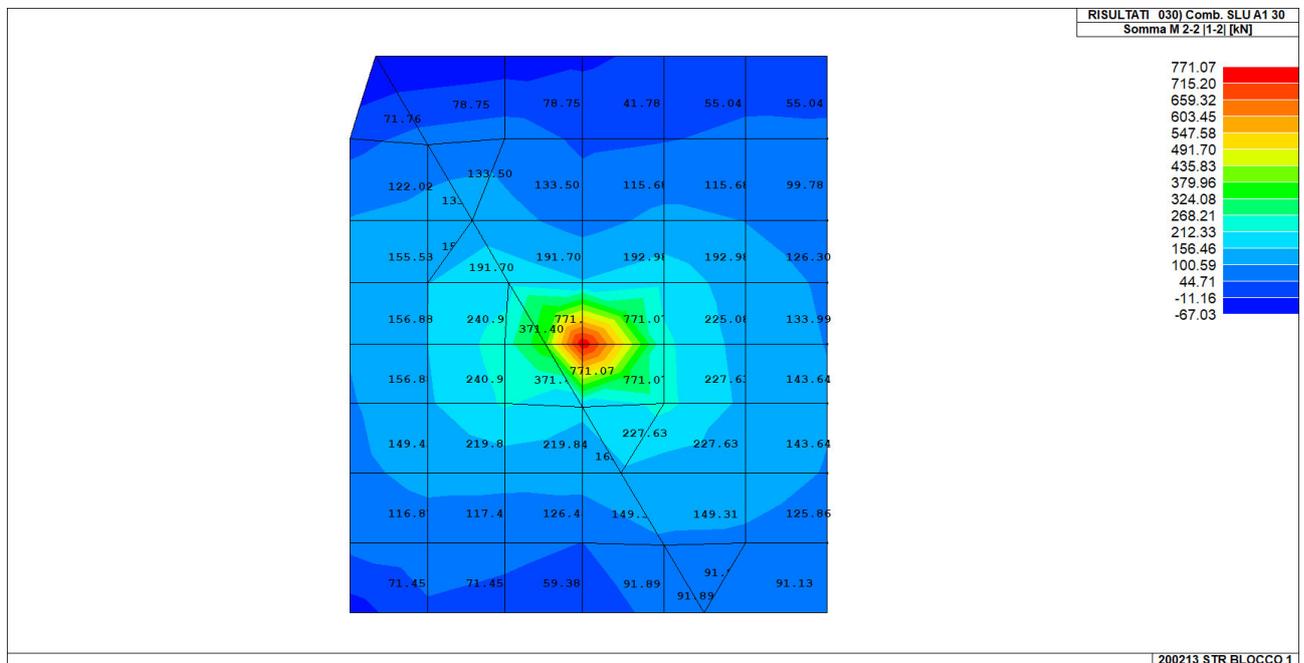




24.2.1 SOLLECITAZIONI POSITIVE MASSIME



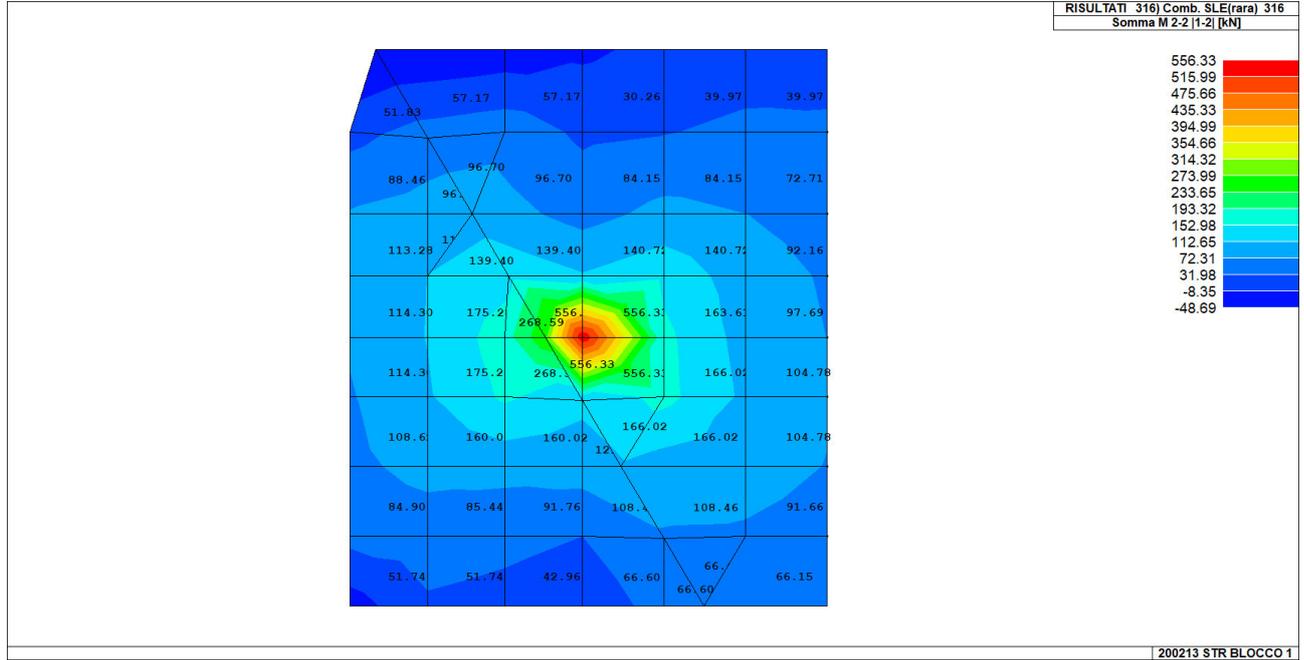
MOMENTO MAX SLU - DIR Y



Il momento di calcolo è stato considerato come valore medio  $(371,40+771,07*2+227,63)/4=535,3$  kNm/m

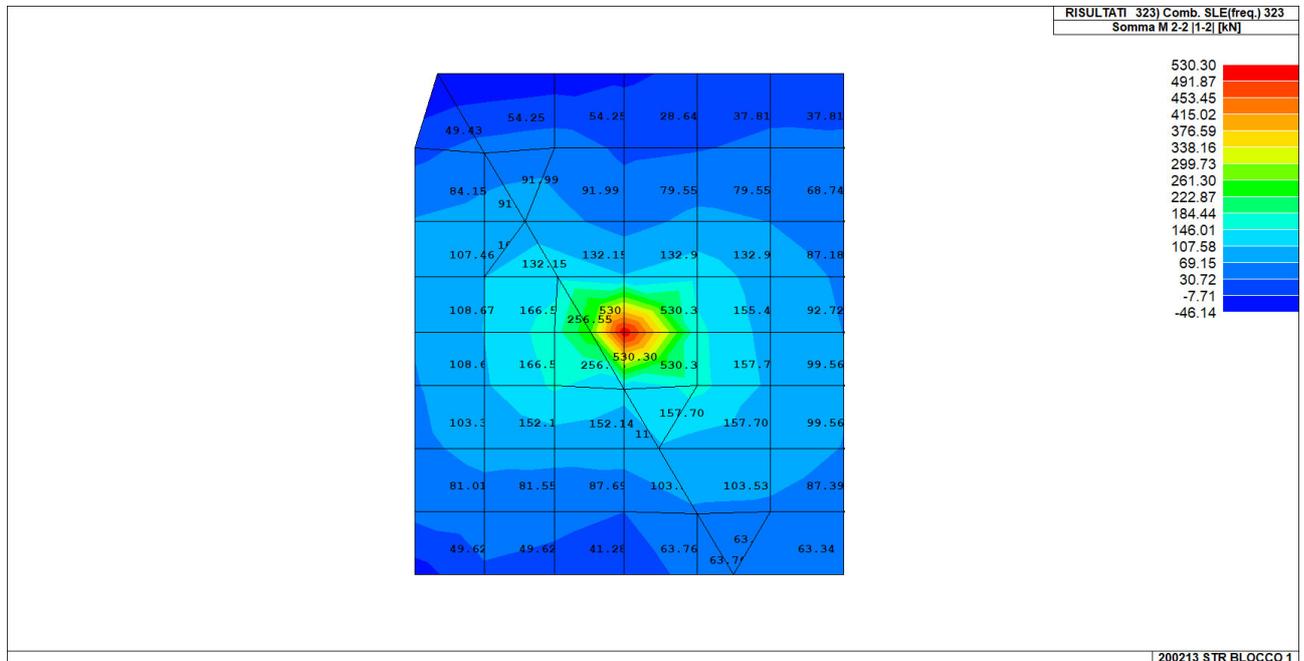


MOMENTO MAX SLE - DIR Y - RARA



Il momento di calcolo è stato considerato come valore medio  $(268,59+556,33*2+166,02)/4=386,82$  kNm/m

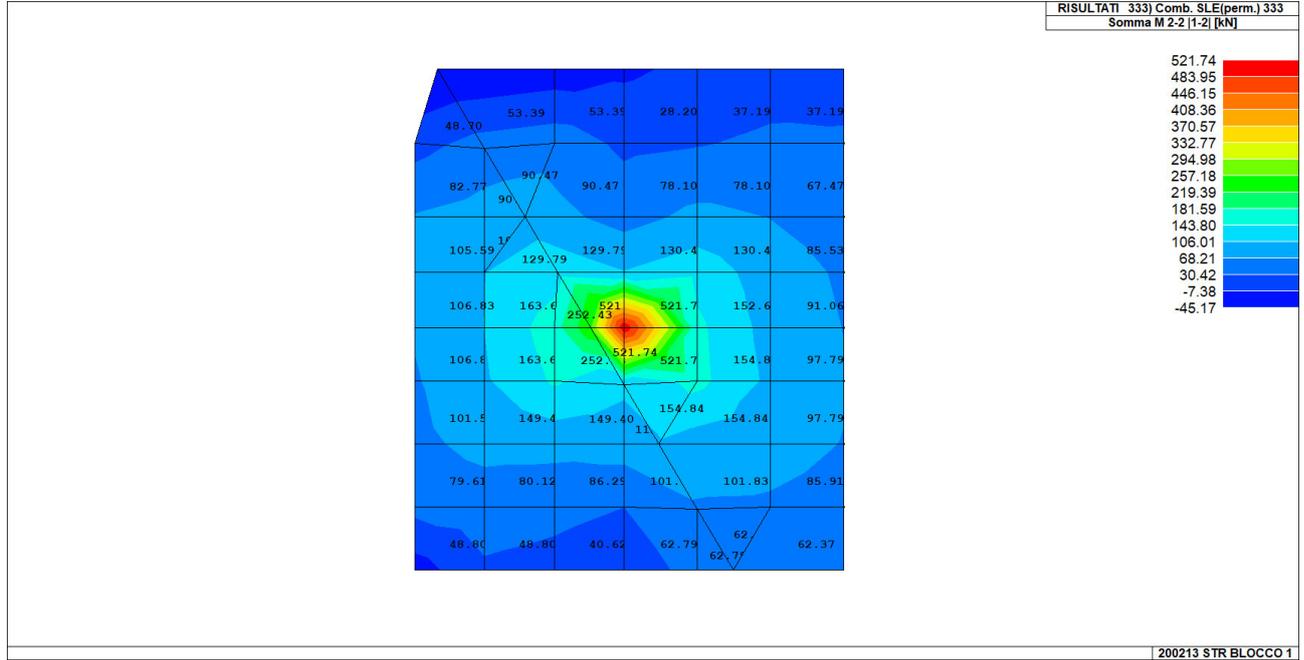
MOMENTO MAX SLE - DIR Y - FREQUENTE



Il momento di calcolo è stato considerato come valore medio  $(256,55+530,30*2+157,7)/4=368,71$  kNm/m



MOMENTO MAX SLE - DIR Y - QUASI PERMANENTE



Il momento di calcolo è stato considerato come valore medio  $(252,43+521,74*2+154,8)/4=362,68$  kNm/m

Di seguito le verifiche effettuate:

VERIFICA SLU

VERIFICA TRAVE SLU SLE				MATERIALI			
VERIFICA SOLETTA P1 SP. 36cm - ARMATURA INTEGRATIVA SUPERIORE ZONA 2							
SEZIONE							
Larghezza trave	$b_w$	100	[cm]	Acciaio	$f_{yk}$	450	[Mpa]
Altezza	H	36	[cm]	B450C	$E_s$	210000	[Mpa]
Copripetto asse armatura compressa	$c'$	5.4	[cm]		$\gamma_s$	1.15	
Copripetto asse armatura tesa	c	5.4	[cm]		Tensione in comb. Rara	$f_{yd}$	391.3
Altezza utile	d	30.6	[cm]	Calcestruzzo	$\epsilon_s$	0.19%	
				C32/40	$f_{cd,rara}$		360
					$\gamma_c$	1.5	
					$R_{ck}$	40	[Mpa]
					$E_c$	33346	[Mpa]
					$\epsilon_{cu}$	0.35%	
					Tensione in comb. Q. P.	$f_{cd,Q.P.}$	0.45
					$f_{ctm}$	3.0	[Mpa]
					$f_{cd,rara}$	19.2	[Mpa]
					$f_{cd,Q.P.}$	0.45	[Mpa]

VERIFICA FLESSIONE SLU			
CALCOLA $M_{Rd}$			
x	8.65		
x/d	0.283		
zs	0.89%		
Rottura lato calcestruzzo - Acciaio snervato			
$N_{Ed}$	0	[kN]	
$M_{Ed}$	535.3	[kNm]	
$M_{Rd}$	597.4	[kNm]	90%
$\sigma'_s$	276	[Mpa]	
$\sigma_s$	391	[Mpa]	
Armatura compressa	$n'$	6.06	16
	$\phi$	12.12	16
	Area	12.18	24.37
Armatura Tesa	$n'$	6.06	16
	$\phi$	12.12	22
	Area	12.18	46.07
	$A's$	36.55	[cm <sup>2</sup> ]
	$\mu=A's/As$	62.75%	$p=A's/bd$
		1.02%	OK
	$p_{min}$	0.17%	$p_{max}$
			1.79%

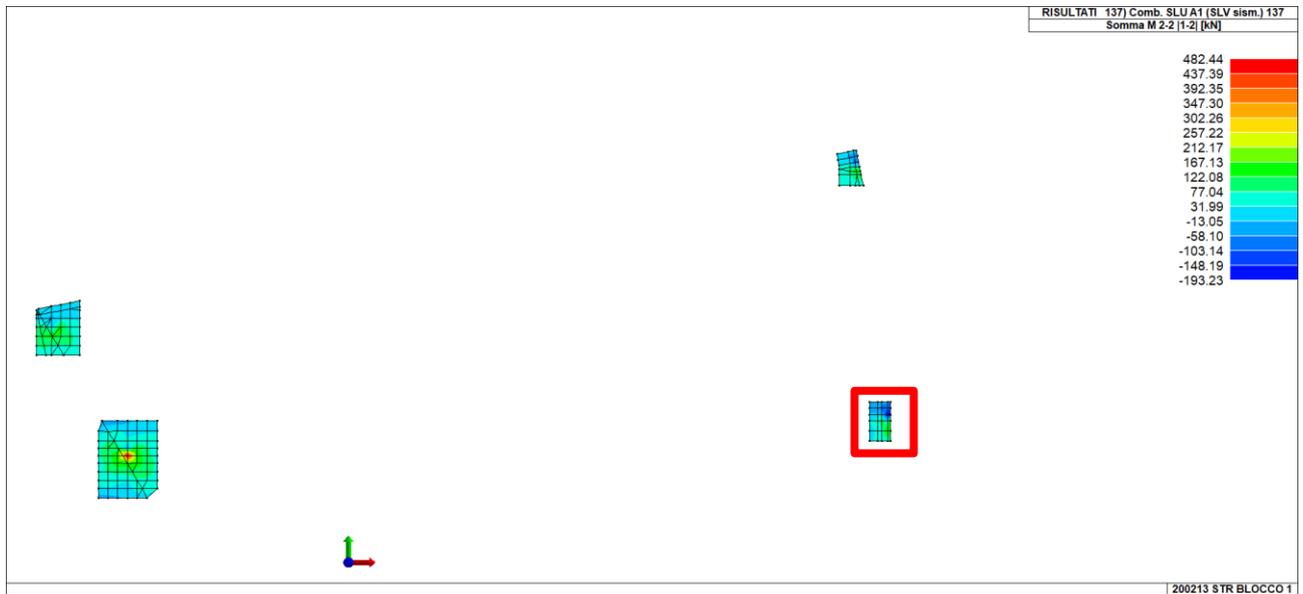
L'armatura integrativa superiore è costituita da una maglia di  $\phi 22/8,25$  in entrambe le direzioni. **Le verifiche a SLU risultano soddisfatte.**



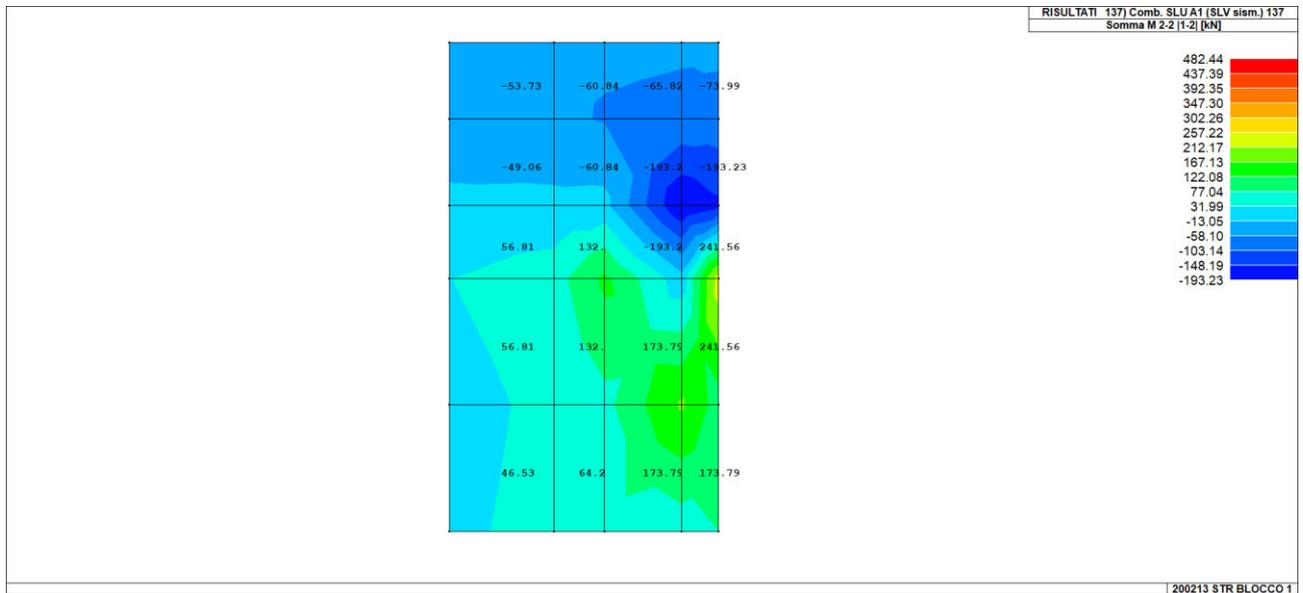


24.2.2

SOLLECITAZIONI NEGATIVE MASSIME



MOMENTO MIN SLU - DIR Y



Il momento di calcolo è stato considerato -193,23 kNm/m



VERIFICA SLU

VERIFICA TRAVE SLU SLE												
VERIFICA SOLETTA P2 SP. 36cm - ARMATURA INTEGRATIVA INFERIORE ZONA 2												
SEZIONE					MATERIALI							
					<b>Acciaio</b>	$f_{yk}$	450 [Mpa]	$\gamma_s$	1.15	$f_{yd}$	391.3 [Mpa]	
					B450C	$E_s$	210000 [Mpa]			$\epsilon_s$	0.19%	
Larghezza trave	$b_u$	100 [cm]						Tensione in comb. Rara		$f_{yd,rara}$	360 [Mpa]	
Altezza	H	36 [cm]								$\epsilon_s$	0.19%	
Coprifetto asse armatura compressa	$c'$	5.4 [cm]								$f_{cd}$	18.1 [Mpa]	
Coprifetto asse armatura tesa	c	5.4 [cm]				<b>Calcestruzzo</b>	$f_{ck}$	32 [Mpa]	$\gamma_c$	1.5	$f_{ctm}$	3.0 [Mpa]
Altezza utile	d	30.6 [cm]				C32/40	$R_{ck}$	40 [Mpa]	$\alpha_{cc}$	0.85	$f_{cd,rara}$	19.2 [Mpa]
							$E_c$	33346 [Mpa]	Tensione in comb. Rara		$f_{cd,Q.P.}$	0.45 [Mpa]
							$\epsilon_{cu}$	0.35%	Tensione in comb. Q. P.			

VERIFICA FLESSIONE SLU

**CALCOLA  $M_{Rd}$**

x 6,16

x/d 0,201

es 1,39%

Rottura lato calcestruzzo - Acciaio snervato

$N_{Rd}$	0 [kN]	$n'$	6,06	$\phi$	16	Area	12,18	$n''$	6,06	$\phi$	16	Area	12,18	
$M_{Rd}$	193,23 [kNm]	Armatura compressa	12,12	22	22	46,07		Armatura Tesa	12,12	16	16	24,37		
$M_{Rd}$	386,1 [kNm]													
$\sigma'_s$	90 [Mpa]			A's	58,26 [cm <sup>2</sup> ]			As	36,55 [cm <sup>2</sup> ]					
$\sigma_s$	391 [Mpa]		$\mu=A's/As$	159,38%	$\rho'=A's/bd$	1,62%	OK	$\rho=As/bd$	1,02%	OK	$\rho_{min}$	0,17%	$\rho_{max}$	2,40%

L'armatura integrativa inferiore è costituita da una maglia di  $\phi 16/8,25$  in entrambe le direzioni. **Le verifiche a SLU risultano soddisfatte.**

VERIFICA CAMPO ELASTICO

VERIFICA SEZIONE CAMPO ELASTICO									
Diagramma calcestruzzo	triangolo-rett.								
Deformazione elastica	$\epsilon_{cy}$	0,18%	[-]						
Modulo elastico calcestruzzo	$E_{cy}$	10362 [Mpa]	$f_{cd}/E_{cy}$						
Coefficiente di omogenizzazione	$n_0$	20 [-]	$E_s/E_{cy}$						
Asse neutro	x	10 [cm]							
Inerzia sezione	I	264371 [cm <sup>4</sup> ]							
tensione calcestruzzo	$\sigma_c$	-7,62 [Mpa]	$< f_{cd}$	OK					
tensione acciaio superiore	$\sigma'_s$	-73 [Mpa]	$< f_{yd}$	OK					
Deformazione acciaio superiore	$\epsilon'_s$	0,03% [Mpa]	$< 0,186\%$	OK					
tensione acciaio inferiore	$\sigma_s$	309 [Mpa]	$< f_{yd}$	OK					
Deformazione acciaio inferiore	$\epsilon_s$	0,147% [Mpa]	$< 0,186\%$	OK					

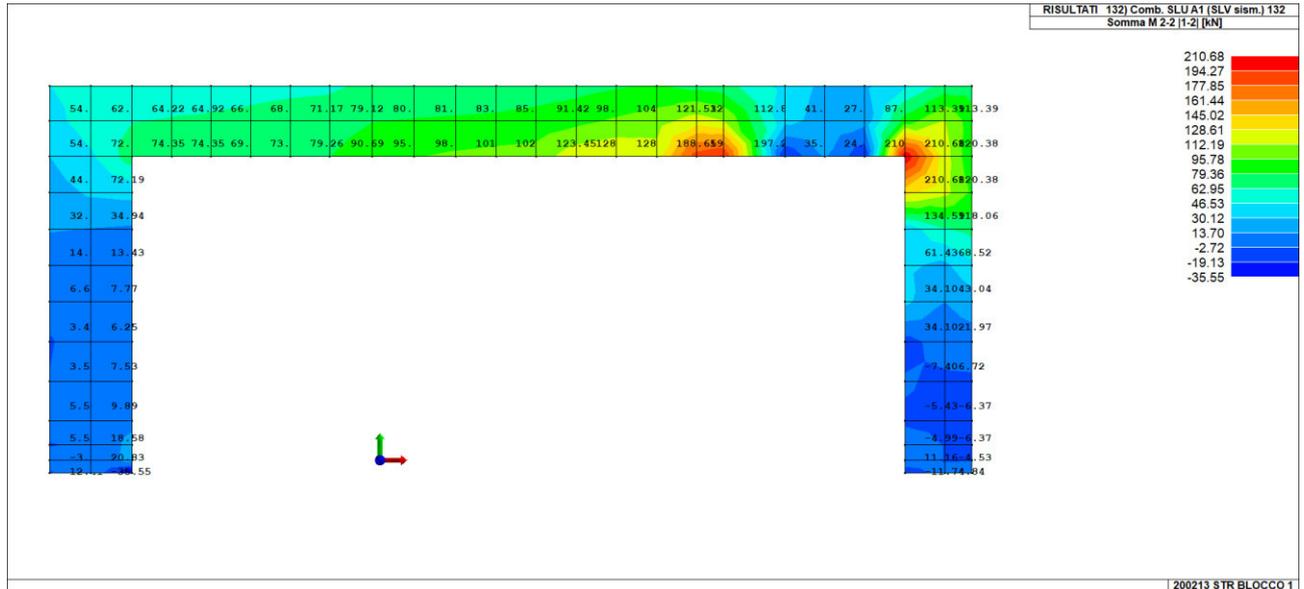
**La sezione si trova in campo elastico.**



**24.3 VERIFICA ZONA 3 - VERIFICA ARMATURA DI BASE + INTEGRATIVA**

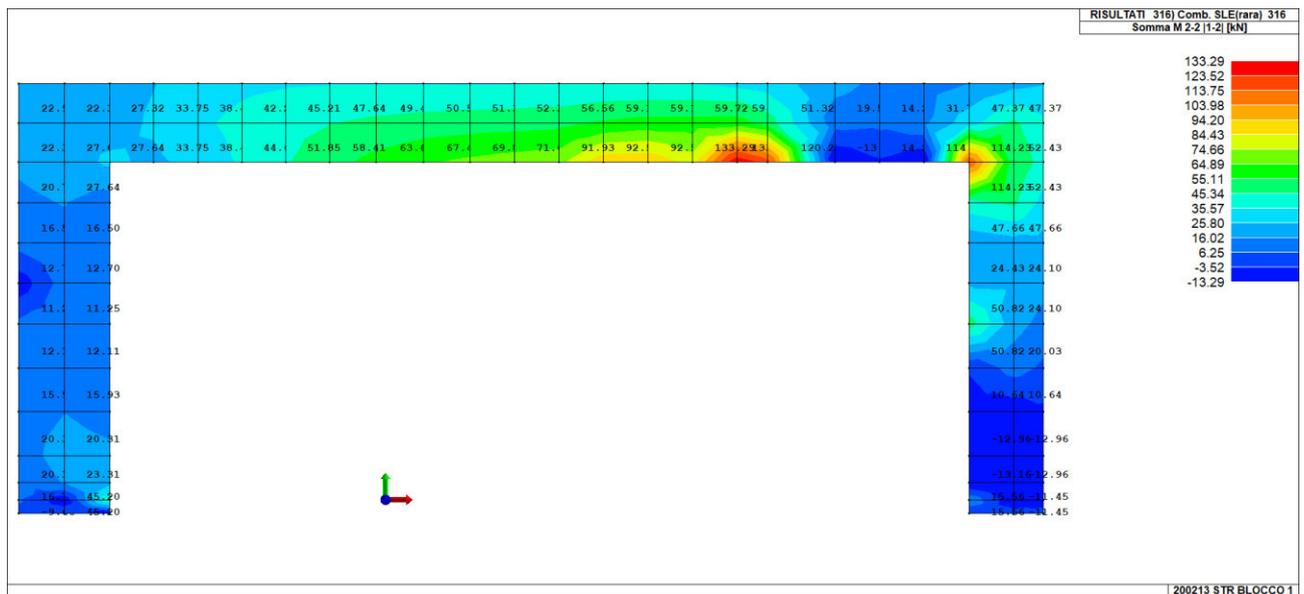
Si riportano le zone dove si hanno le sollecitazioni maggiori. L'armatura integrativa è disposta perpendicolarmente al bordo del vano scala ed è costituita da barre  $\phi 16/16,5$ . Si riportano le verifiche delle zone più sollecitate.

**MOMENTO MAX SLU**



Il momento di calcolo considerato è pari a 210,68 kNm/m

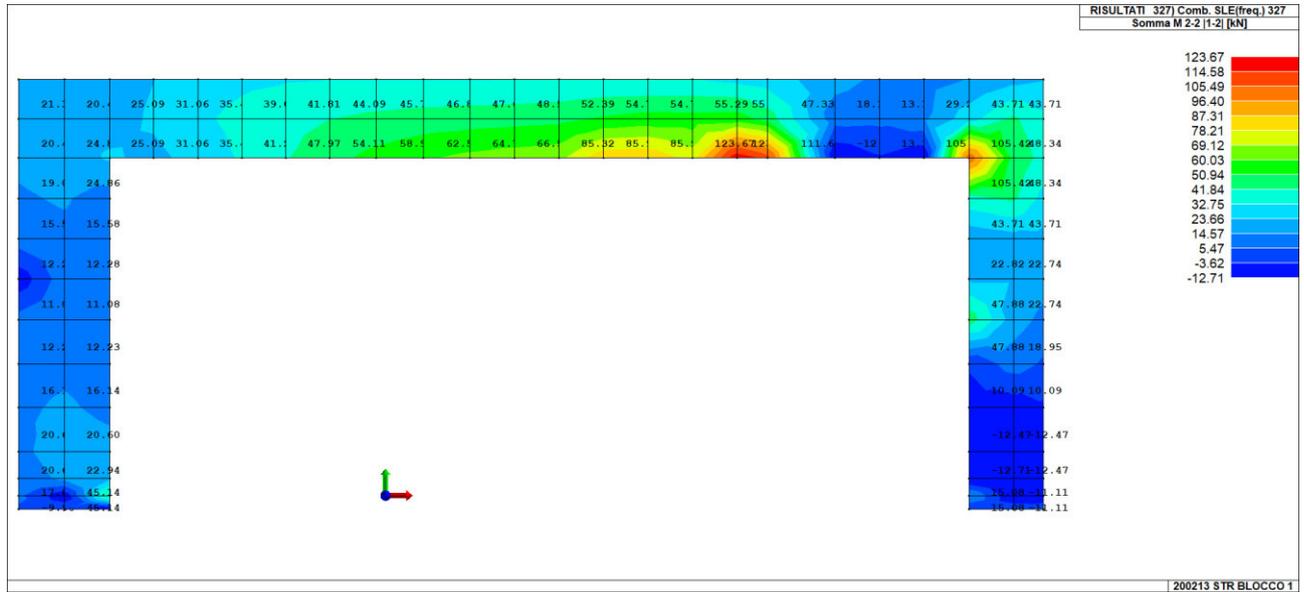
**MOMENTO MAX SLE - RARA**



Il momento di calcolo considerato è pari a 133,29 kNm/m

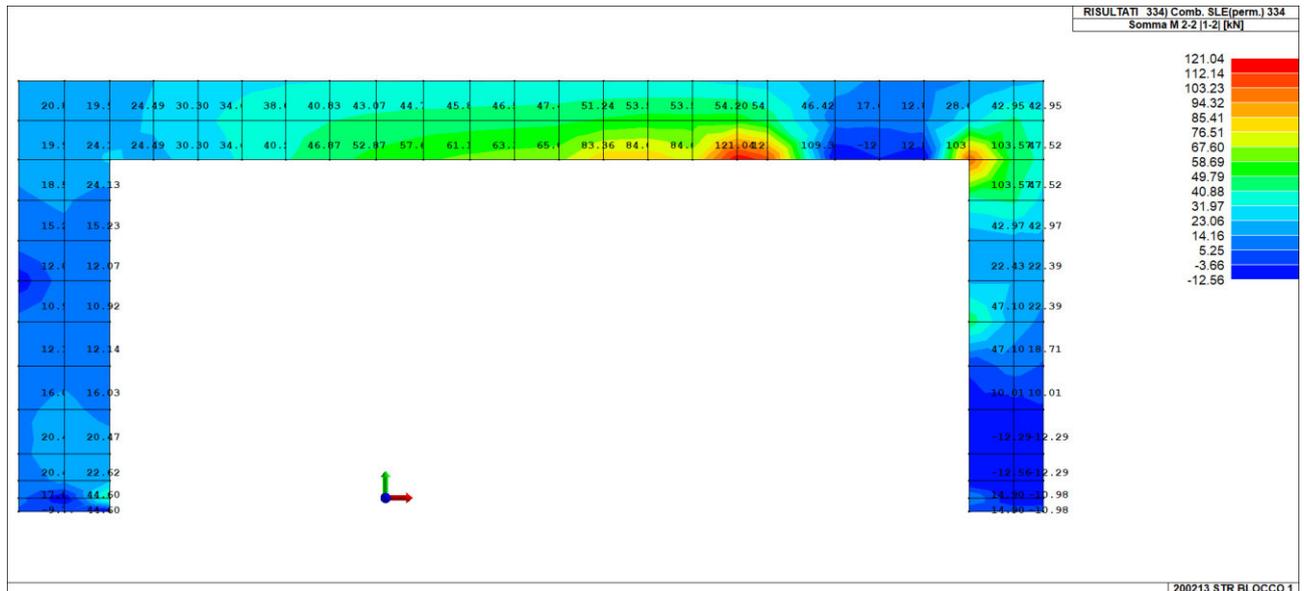


MOMENTO MAX SLE - FREQUENTE



Il momento di calcolo considerato è pari a 123,67 kNm/m

MOMENTO MAX SLE - QUASI PERMANENTE



Il momento di calcolo considerato è pari a 121,04 kNm/m



Di seguito le verifiche effettuate:

VERIFICA SLU

VERIFICA TRAVE SLU SLE										
VERIFICA SOLETTA P2 SP. 36cm - ARMATURA INTEGRATIVA ZONA 3										
SEZIONE				MATERIALI						
				<b>Acciaio</b>	$f_{yk}$	450 [Mpa]	$\gamma_s$	1.15	$f_{yd}$	391.3 [Mpa]
				B450C	$E_s$	210000 [Mpa]	Tensione in comb. Rara		$\epsilon_s$	0.19%
Larghezza trave	$b_w$	100 [cm]		<b>Calcestruzzo</b>				$f_{yd,rara}$	360 [Mpa]	
Altezza	H	36 [cm]		C32/40	$f_{ck}$	32 [Mpa]	$\gamma_c$	1.5	$f_{cd}$	18.1 [Mpa]
Coprifetto asse armatura compressa	$c'$	5.4 [cm]			$R_{ck}$	40 [Mpa]	$\alpha_{cc}$	0.85	$f_{ctm}$	3.0 [Mpa]
Coprifetto asse armatura tesa	c	5.4 [cm]			$E_c$	33346 [Mpa]	Tensione in comb. Rara		$f_{od,rara}$	19.2 [Mpa]
Altezza utile	d	30.6 [cm]			$\epsilon_{cu}$	0.35%	Tensione in comb. Q. P.		$f_{cd-Q.P.}$	0.45 [Mpa]

VERIFICA FLESSIONE SLU																
<b>CALCOLA <math>M_{Rd}</math></b>																
x	5.94															
x/d	0.194															
es	1.45%															
Rottura lato calcestruzzo - Acciaio snervato																
$N_{ed}$	0 [kN]		Armatura compressa	$n'$	6.06	$\phi$	16	Area	12.18	Armatura Tesa	$n'$	6.06	$\phi$	16	Area	12.18
$M_{ed}$	210.68 [kNm]															
$M_{Rd}$	265.9 [kNm]	79%														
$\sigma'_s$	67 [Mpa]			$A's$	12.18 [cm <sup>2</sup> ]					$A_s$	24.37 [cm <sup>2</sup> ]					
$\sigma_s$	391 [Mpa]		$\mu=A's/A_s$	50.00%	$\rho=A's/bd$	0.34%	OK			$\rho=A_s/bd$	0.68%	OK	$\rho_{min}$	0.17%	$\rho_{max}$	1.12%

L'armatura integrativa è costituita da  $\phi 16/16,5$  oltre l'armatura di base. **Le verifiche a SLU risultano soddisfatte.**

VERIFICHE SLE

VERIFICA SLE									
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_0$	15							
<b>Sezione interamente reagente</b>									
Asse neutro	x	18.56 [cm]							
Inerzia sezione interamente reagente	I	474569 [cm <sup>4</sup> ]							
Momento prima fessurazione	$M_{cr}$	82 [kNm]							
<b>Sezione fessurata</b>									
Asse neutro	$x_p$	11.1 [cm]							
Inerzia sezione parzializzata	$I_p$	190515 [cm <sup>4</sup> ]							
Tensione armatura in trazione	$\sigma_s$	127 [Mpa]	k1	0.8					
Altezza efficace calcestr. zona tesa	$h_{c,ef}$	5.8 [cm]	k2	0.5					
Area di calcestruzzo nella zona tesa	$A_{ct}$	581 [cm <sup>2</sup> ]	k3	3.4					
Armatura minima per fessurazione	$A_{s,min}$	13.89 [cm <sup>2</sup> ]	k4	0.425					
percentuale armatura minima	$\rho_{s,min}$	0.04 [-]							
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	146 [mm]							
<b>Combinazione rara</b>									
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	133.29 [kNm]							
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	7.7 [Mpa]	Limitazione tensioni <b>0.40</b>						
Tensione armatura sup	$\sigma'_s$	-59	Limitazione tensioni <b>0.16</b>						
Tensione armatura inf	$\sigma_s$	205 [Mpa]	Limitazione tensioni <b>0.57</b>						
Deformazione unitaria	$\epsilon_{sm}$	0.08% [-]							
Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	0.200 [mm]							
<b>Combinazione frequente</b>									
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	123.67 [kNm]							
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	7.2 [Mpa]							
Tensione armatura sup	$\sigma'_s$	-55							
Tensione armatura inf	$\sigma_s$	190 [Mpa]							
Deformazione unitaria	$\epsilon_{sm}$	0.07% [-]							
Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	0.182 [mm]							
<b>Combinazione quasi permanente</b>									
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	121.04 [kNm]							
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	7.0 [Mpa]	Limitazione tensioni <b>0.49</b>						
Tensione armatura sup	$\sigma'_s$	-54							
Tensione armatura inf	$\sigma_s$	186 [Mpa]							
Deformazione unitaria	$\epsilon_{sm}$	0.07% [-]							
Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	0.177 [mm]							

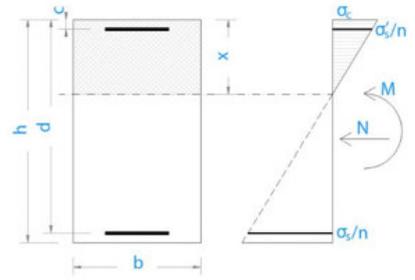
L'ampiezza delle fessure e le tensioni in esercizio risultano minori dei limiti di normativa pertanto **le verifiche a SLE risultano soddisfatte.**



VERIFICA CAMPO ELASTICO

**VERIFICA SEZIONE CAMPO ELASTICO**

Diagramma calcestruzzo		triangolo-rett.			
Deformazione elastica	$\epsilon_{cy}$	0,18%	[-]		
Modulo elastico calcestruzzo	$E_{cy}$	10362	[Mpa]	$f_{cd}/\epsilon_{cy}$	
Coefficiente di omogenizzazione	$n_0$	20	[-]	$E_s/E_{cy}$	
Asse neutro	$x$	12	[cm]		
Inerzia sezione	$I$	239150	[cm <sup>4</sup> ]		
tensione calcestruzzo	$\sigma_c$	-10,73	[Mpa]	$< f_{cd}$	<b>OK</b>
tensione acciaio superiore	$\sigma'_s$	-121	[Mpa]	$< f_{yd}$	<b>OK</b>
Deformazione acciaio superiore	$\epsilon'_s$	0,06%	[Mpa]	$< 0,186\%$	<b>OK</b>
tensione acciaio inferiore	$\sigma_s$	329	[Mpa]	$< f_{yd}$	<b>OK</b>
Deformazione acciaio inferiore	$\epsilon_s$	0,157%	[Mpa]	$< 0,186\%$	<b>OK</b>

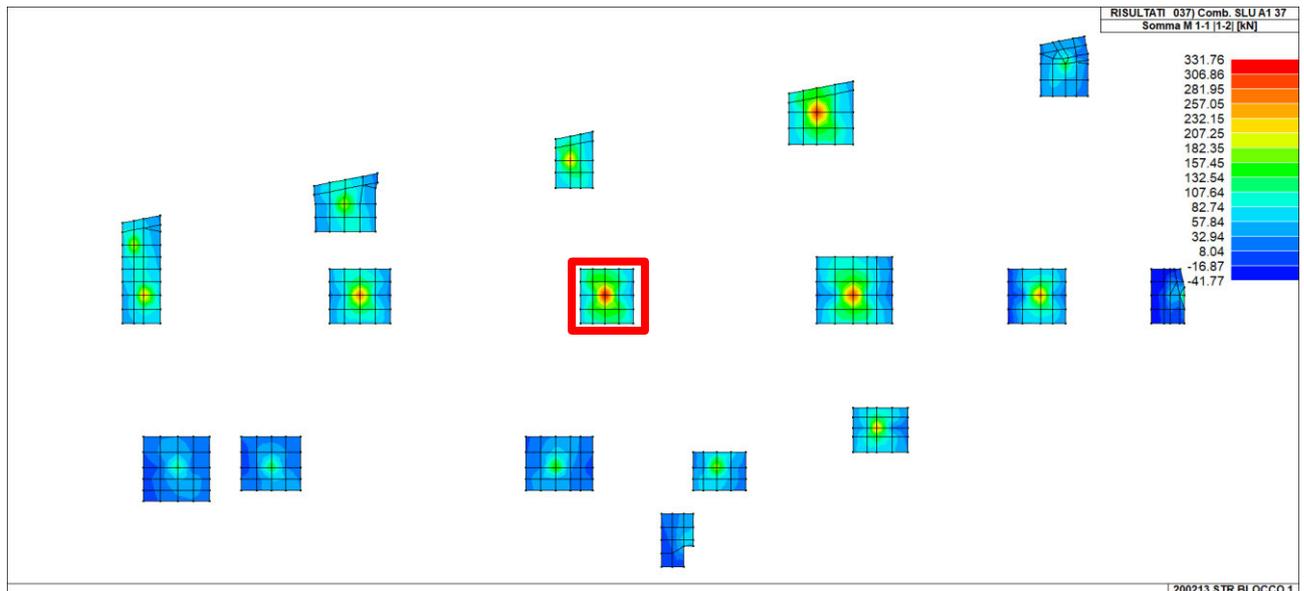


La sezione si trova in campo elastico.

**24.4 VERIFICA ZONA 4 - VERIFICA ARMATURA DI BASE + INTEGRATIVA**

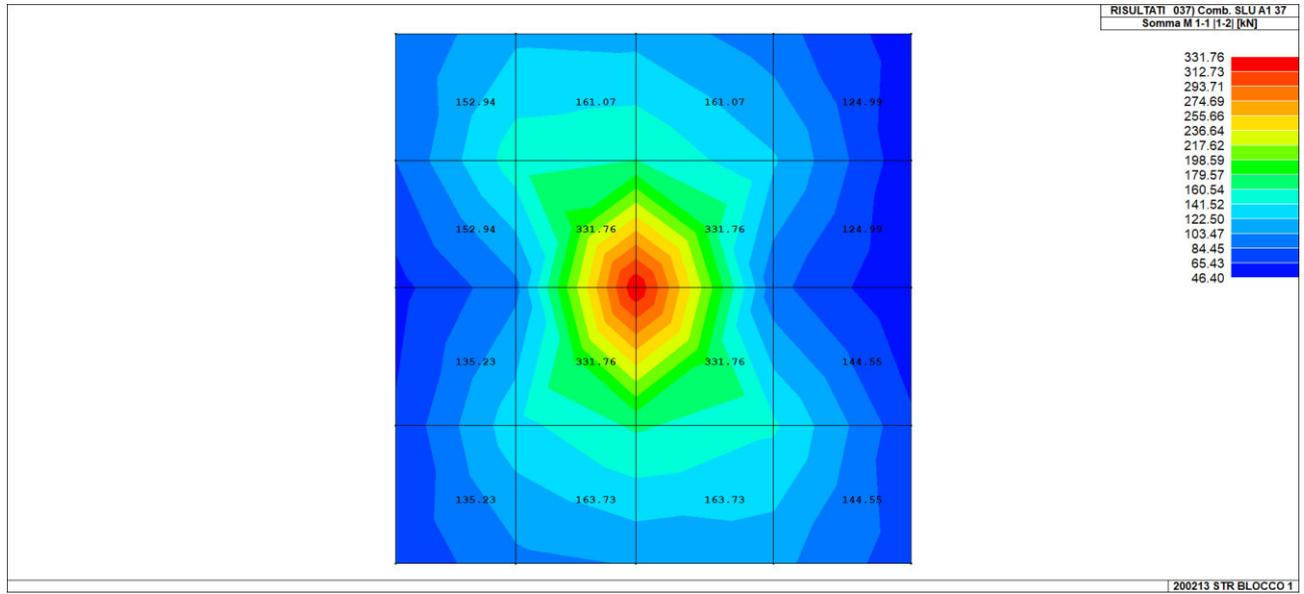
Si riportano le zone dove si hanno le sollecitazioni maggiori. L'armatura superiore è costituita da  $\phi 20/16,5$  mentre inferiormente non è richiesta armatura integrativa. Si riportano le verifiche delle zone più sollecitate.

**24.4.1 SOLLECITAZIONI POSITIVE MASSIME**



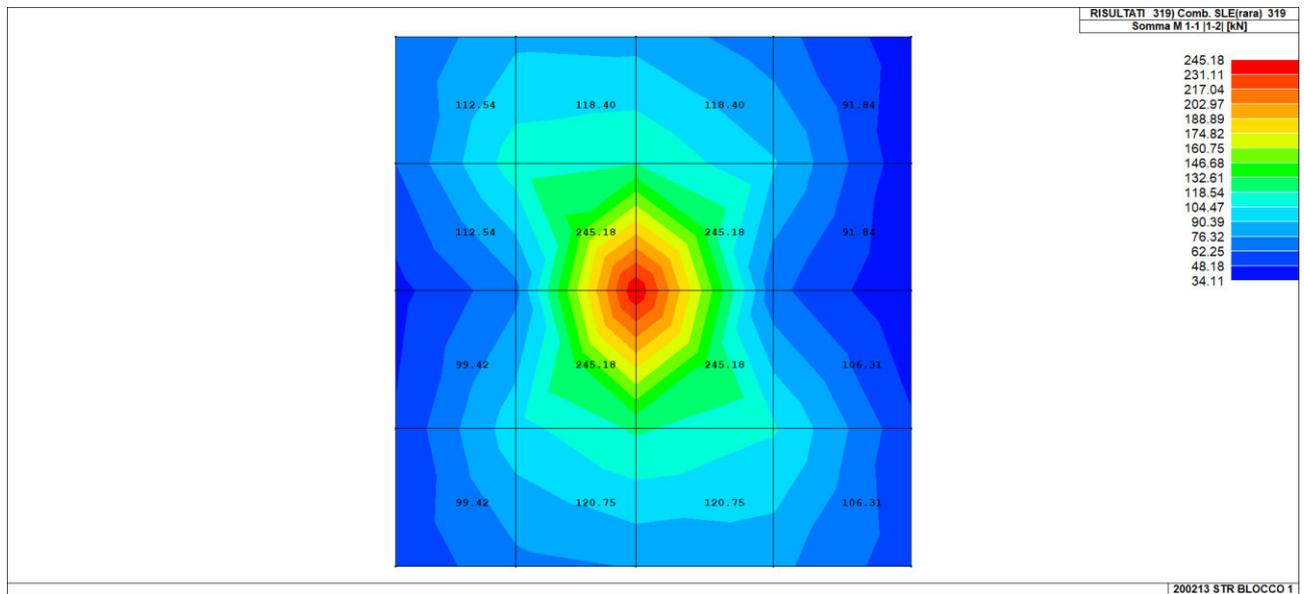


MOMENTO MAX SLU



Il momento di calcolo è stato considerato come valore medio  $(161,07+331,76*2+163,73)/4=247,08$  kNm/m

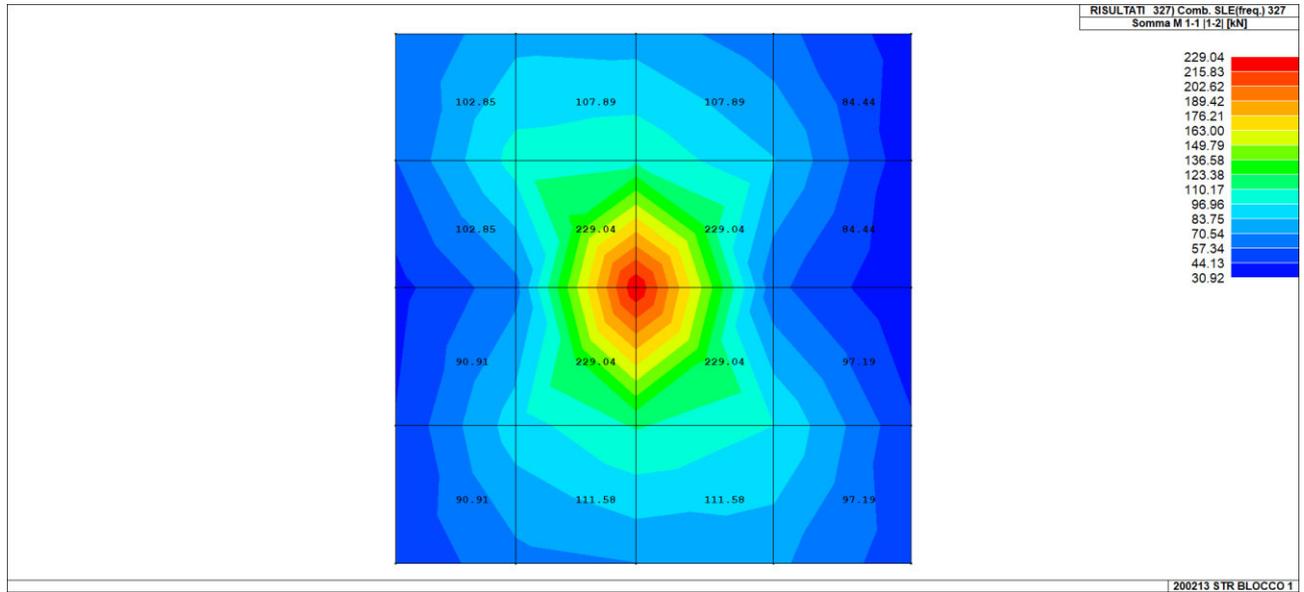
MOMENTO MAX SLE - RARA



Il momento di calcolo è stato considerato come valore medio  $(118,40+245,18*2+120,75)/4=182,38$  kNm/m

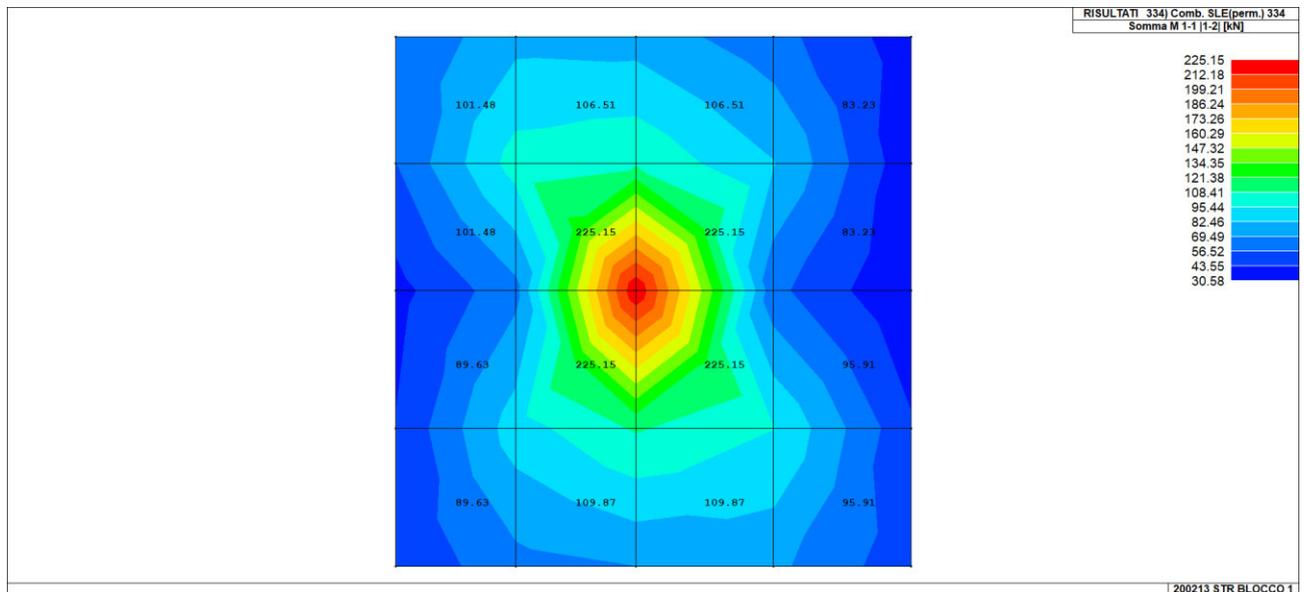


MOMENTO MAX SLE - FREQUENTE



Il momento di calcolo è stato considerato come valore medio  $(107,89+229,04*2+111,58)/4=169,39$  kNm/m

MOMENTO MAX SLE - QUASI PERMANENTE



Il momento di calcolo è stato considerato come valore medio  $(106,51+225,15*2+109,87)/4=166,67$  kNm/m



Di seguito le verifiche effettuate:

VERIFICA SLU

VERIFICA TRAVE SLU SLE				MATERIALI						
VERIFICA SOLETTA P2 SP. 36cm - ARMATURA INTEGRATIVA SUPERIORE ZONA 4										
SEZIONE										
				Acciaio	$f_{yk}$	450 [Mpa]	$\gamma_s$	1.15	$f_{yd}$	391.3 [Mpa]
				B450C	$E_s$	210000 [Mpa]			$\epsilon_s$	0.19%
Larghezza trave	$b_u$	100 [cm]		Calcestruzzo			Tensione in comb. Rara		$f_{yd,rara}$	360 [Mpa]
Altezza	H	36 [cm]		C32/40	$f_{ck}$	32 [Mpa]	$\gamma_c$	1.5	$f_{cd}$	18.1 [Mpa]
Coprifetto asse armatura compressa	$c'$	5.4 [cm]			$R_{ck}$	40 [Mpa]	$\alpha_{cc}$	0.85	$f_{ctm}$	3.0 [Mpa]
Copriferro asse armatura tesa	c	5.4 [cm]			$E_c$	33346 [Mpa]	Tensione in comb. Rara		$f_{cd,rara}$	19.2 [Mpa]
Altezza utile	d	30.6 [cm]			$\epsilon_{cu}$	0.35%	Tensione in comb. Q. P.		$f_{cd,Q.P.}$	0.45 [Mpa]

VERIFICA FLESSIONE SLU			
CALCOLA $M_{ed}$			
x	6.95		
x/d	0.227		
es	1.19%		
Rottura lato calcestruzzo - Acciaio snervato			

$N_{ed}$	0 [kN]			Armatura compressa	$n'$	6.06	$\phi$	16	Area	12.18	Armatura tesa	$n'$	6.06	$\phi$	20	Area	19.04
$M_{ed}$	247.08 [kNm]								$A's$	12.18 [cm <sup>2</sup> ]		$A_s$	31.22 [cm <sup>2</sup> ]				
$M_{Rd}$	333.5 [kNm]	74%			$\mu=A's/A_s$	39.02%	$\rho=A's/bd$	0.34%	OK			$\rho=A_s/bd$	0.87%	OK			
$\sigma'_s$	164 [Mpa]											$\rho_{min}$	0.17%	$\rho_{max}$	1.12%		
$\sigma_s$	391 [Mpa]																

L'armatura integrativa superiore è costituita da una maglia di  $\phi 20/16,5$  in entrambe le direzioni. **Le verifiche a SLU risultano soddisfatte.**

VERIFICHE SLE

VERIFICA SLE								
Coefficiente di omogenizzazione	$n_0$	15		<b>Combinazione rara</b>				
<b>Sezione interamente reagente</b>				Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	182.38 [kNm]	Limitazione tensioni	
Asse neutro	x	18.85 [cm]		Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	9.7 [Mpa]	<b>0.51</b>	
Inerzia sezione interamente reagente	I	489123 [cm <sup>4</sup> ]		Tensione armatura sup	$\sigma'_s$	-81	<b>0.23</b>	
Momento prima fessurazione	$M_{cr}$	86 [kNm]		Tensione armatura inf	$\sigma_s$	222 [Mpa]	<b>0.62</b>	
<b>Sezione fessurata</b>				Deformazione unitaria	$\epsilon_{sm}$	0.09% [-]		
Asse neutro	$x_p$	12.2 [cm]		Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	0.220 [mm]		
Inerzia sezione parzializzata	$I_p$	227537 [cm <sup>4</sup> ]		<b>Combinazione frequente</b>				
Tensione armatura in trazione	$\sigma_s$	105 [Mpa]		Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	169.39 [kNm]		
Altezza efficace calcestr. zona tesa	$h_{c,ef}$	5.7 [cm]		Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	9.1 [Mpa]		
Area di calcestruzzo nella zona tesa	$A_{ct}$	572 [cm <sup>2</sup> ]		Tensione armatura sup	$\sigma'_s$	-76		
			k1	0.8	Tensione armatura inf	$\sigma_s$	206 [Mpa]	
Armatura minima per fessurazione	$A_{s,min}$	16.50 [cm <sup>2</sup> ]	k2	0.5	Deformazione unitaria	$\epsilon_{sm}$	0.08% [-]	
percentuale armatura minima	$\rho_{s,min}$	0.05 [-]	k3	3.4	Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	0.202 [mm]	
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	141 [mm]	k4	0.425	<b>Combinazione quasi permanente</b>			
				Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	166.67 [kNm]	Limitazione tensioni	
				Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	8.9 [Mpa]	<b>0.62</b>	
				Tensione armatura sup	$\sigma'_s$	-74		
				Tensione armatura inf	$\sigma_s$	203 [Mpa]		
				Deformazione unitaria	$\epsilon_{sm}$	0.08% [-]		
				Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	0.198 [mm]		

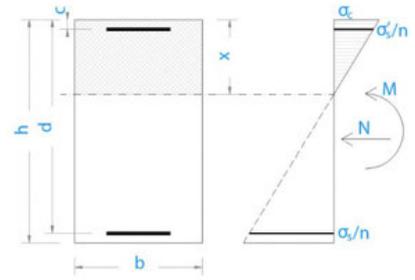
L'ampiezza delle fessure e le tensioni in esercizio risultano minori dei limiti di normativa pertanto **le verifiche a SLE risultano soddisfatte.**



VERIFICA CAMPO ELASTICO

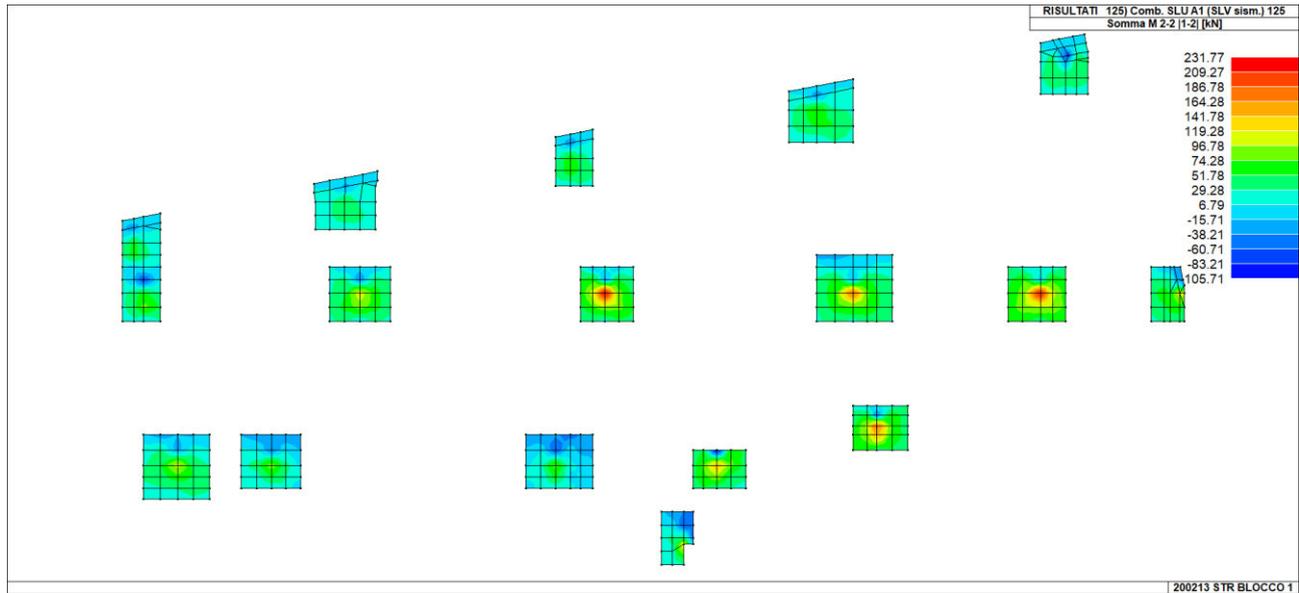
**VERIFICA SEZIONE CAMPO ELASTICO**

Diagramma calcestruzzo		triangolo-rett.				
Deformazione elastica	$\epsilon_{cy}$	0,18%	[-]			
Modulo elastico calcestruzzo	$E_{cy}$	10362	[Mpa]	$f_{cd}/E_{cy}$		
Coefficiente di omogenizzazione	$n_0$	20	[-]	$E_s/E_{cy}$		
Asse neutro	$x$	13	[cm]			
Inerzia sezione	$I$	283204	[cm <sup>4</sup> ]			
tensione calcestruzzo	$\sigma_c$	-11.66	[Mpa]	$< f_{cd}$	<b>OK</b>	
tensione acciaio superiore	$\sigma'_s$	-141	[Mpa]	$< f_{yd}$	<b>OK</b>	
Deformazione acciaio superiore	$\epsilon'_s$	0,07%	[Mpa]	$< 0,186\%$	<b>OK</b>	
tensione acciaio inferiore	$\sigma_s$	305	[Mpa]	$< f_{yd}$	<b>OK</b>	
Deformazione acciaio inferiore	$\epsilon_s$	0,145%	[Mpa]	$< 0,186\%$	<b>OK</b>	



La sezione si trova in campo elastico.

24.4.2 SOLLECITAZIONI NEGATIVE MASSIME



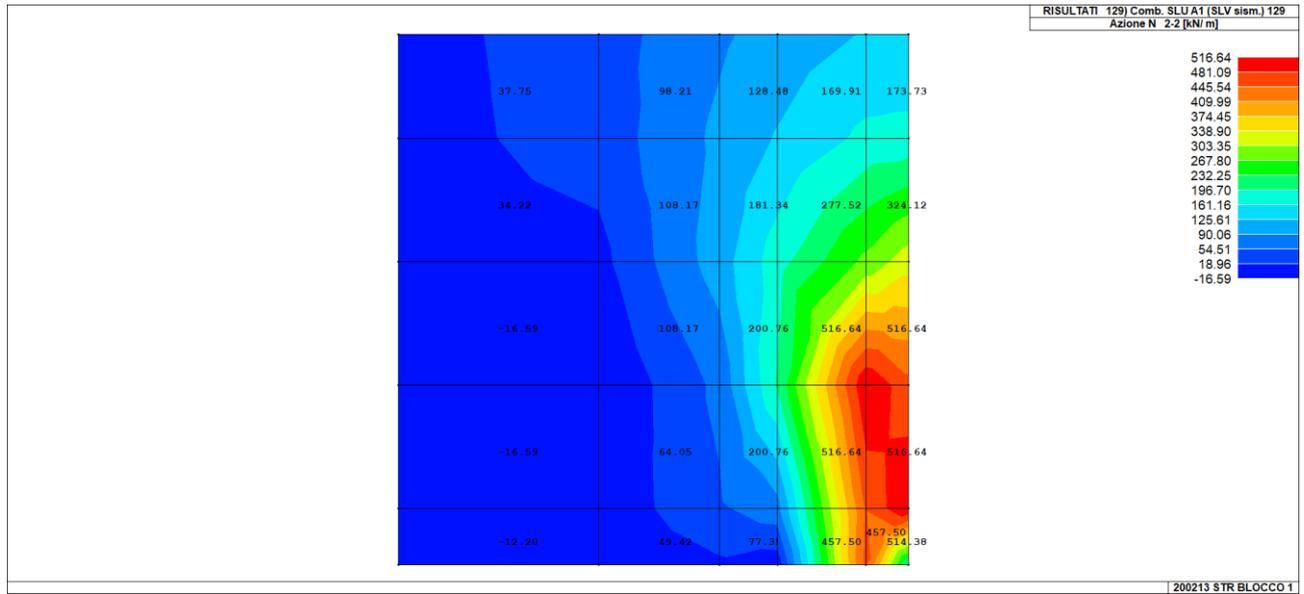
Essendo il momento negativo massimo pari a 105,71 kNm non c'è necessita di armatura integrativa.



**24.5 VERIFICA ZONA 5 - VERIFICA ARMATURA DI BASE + INTEGRATIVA**

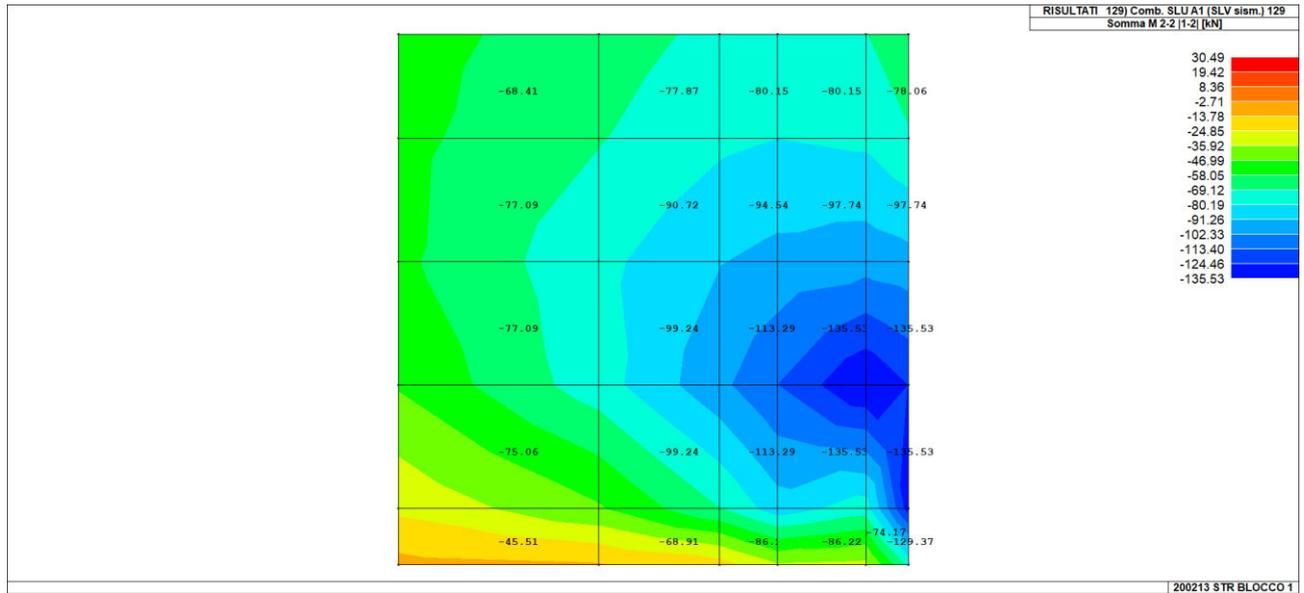
È la zona di collegamento tra la soletta e il setto. Pertanto nella soletta viene disposta un armatura integrativa pari a  $\phi 16/16,5$  superiore ed inferiore in entrambe le direzioni.

TRAZIONE MASSIMA



La trazione massima è pari a 516,64 kN

MOMENTO SLU



Il momento agente è pari a -135,53 kNm



Di seguito le verifiche effettuate:

VERIFICA SLU

**VERIFICA TRAVE SLU SLE**

**VERIFICA COLLEGAMENTO SOLETTA SETTO**

SEZIONE		MATERIALI									
		<b>Acciaio</b>		$f_{yk}$	450 [Mpa]	$\gamma_s$	1,15	$f_{yd}$	391,3 [Mpa]		
		<b>B450C</b>		$E_s$	210000 [Mpa]			$\epsilon_s$	0,19%		
				<b>Calcestruzzo</b>				$f_{yd,rara}$	360 [Mpa]		
Larghezza trave	$b_u$	100 [cm]					Tensione in comb. Rara				
Altezza	H	36 [cm]					$\gamma_c$	1,5	$f_{cd}$	18,1 [Mpa]	
Coprifetto asse armatura compressa	$c'$	5,4 [cm]					$\alpha_{cc}$	0,85	$f_{ctm}$	3,0 [Mpa]	
Coprifero asse armatura tesa	c	5,4 [cm]					Tensione in comb. Rara		$f_{cd,rara}$	19,2 [Mpa]	
Altezza utile	d	30,6 [cm]					Tensione in comb. Q. P.		$f_{cd-Q.P.}$	0,45 [Mpa]	
				$R_{ck}$	32 [Mpa]						
				$E_c$	33346 [Mpa]						
				$\epsilon_{cu}$	0,35%						

**VERIFICA FLESSIONE SLU**

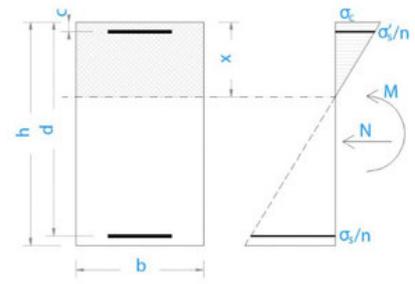
CALCOLA $M_{Rd}$		Diagramma $M_{Rd}$		Armadura compressa		Armadura Tesa					
x	4,72	$M_{Rd}$	$N_{Rd}$	$n'$	$\phi$	Area	$n'$	$\phi$	Area		
x/d	0,154			6,06	16	12,18	6,06	16	12,18		
$\epsilon_s$	1,92%			6,06	16	12,18	6,06	16	12,18		
Rottura lato calcestruzzo - Acciaio snervato											
$N_{Ed}$	-516,64 [kN]	$M_{Ed}$	165 [kNm]								
$M_{Rd}$	199,0 [kNm]	83%									
$\sigma'_s$	-105 [Mpa]										
$\sigma_s$	391 [Mpa]										
				$\mu = A'_s / A_s$	100,00%	$\rho = A'_s / bd$	0,68%	OK			
								$\rho_{min}$	0,17%	$\rho_{max}$	1,45%

L'armatura integrativa superiore è costituita da una maglia di  $\phi 16/16,5$  in entrambe le direzioni. **Le verifiche a SLU risultano soddisfatte.**

VERIFICA CAMPO ELASTICO

**VERIFICA SEZIONE CAMPO ELASTICO**

Diagramma calcestruzzo		triangolo-rett.			
Deformazione elastica	$\epsilon_{cy}$	0,18%	[-]		
Modulo elastico calcestruzzo	$E_{cy}$	10362 [Mpa]	$f_{cd} / E_{cy}$		
Coefficiente di omogenizzazione	$n_0$	20	[-]	$E_s / E_{cy}$	
Asse neutro	x	11 [cm]			
Inerzia sezione	I	249224 [cm <sup>4</sup> ]			
tensione calcestruzzo	$\sigma_c$	-6,12 [Mpa]	$< f_{cd}$	OK	
tensione acciaio superiore	$\sigma'_s$	-52 [Mpa]	$< f_{yd}$	OK	
Deformazione acciaio superiore	$\epsilon'_s$	0,02%	$< 0,186\%$	OK	
tensione acciaio inferiore	$\sigma_s$	287 [Mpa]	$< f_{yd}$	OK	
Deformazione acciaio inferiore	$\epsilon_s$	0,136%	$< 0,186\%$	OK	



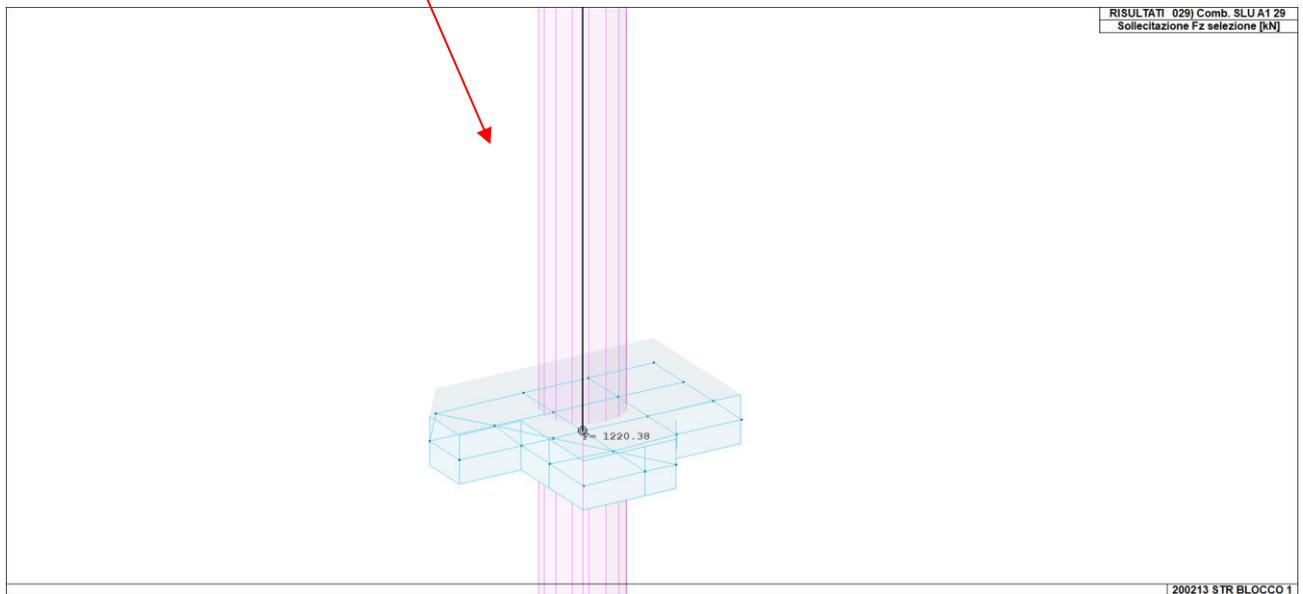
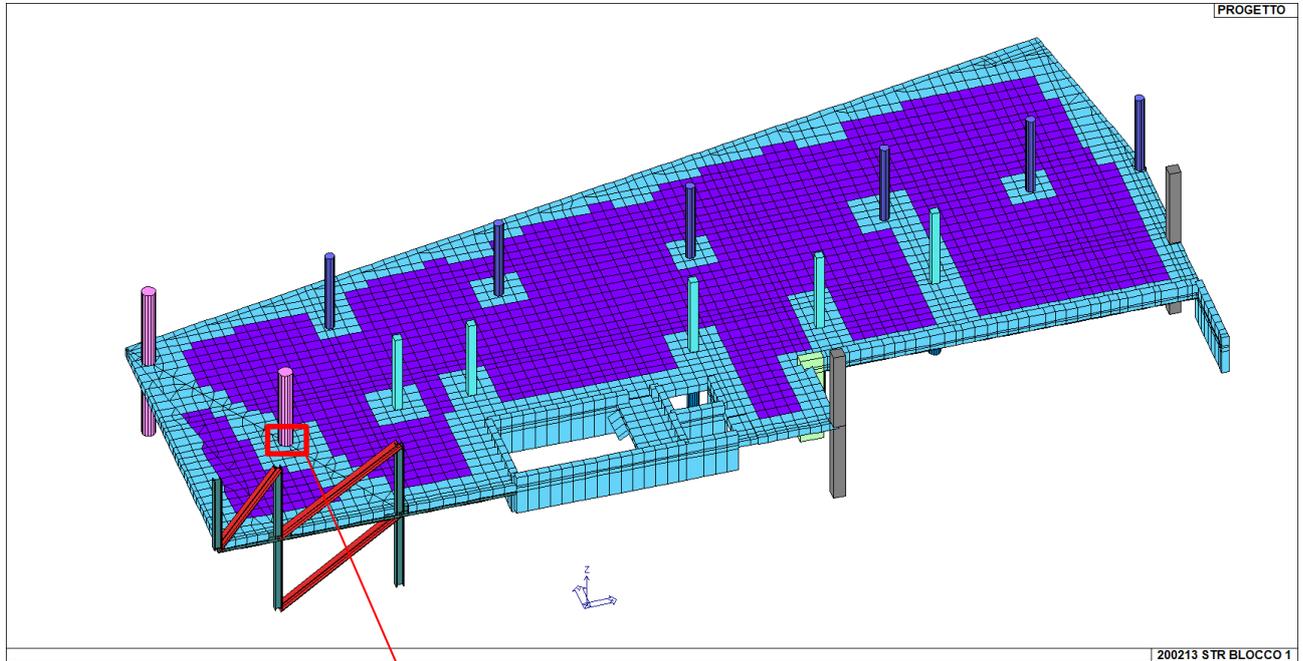
**La sezione si trova in campo elastico.**

Inoltre per garantire il trasferimento dello sforzo di trazione sono state inserite 3+3 $\phi 20$  barre tra setto e soletta. Si rimanda agli elaborati esecutivi per i dettagli.



24.6 VERIFICA PUNZONAMENTO

24.6.1 PUNZONAMENTO PILASTRO CENTRALE

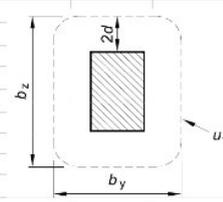
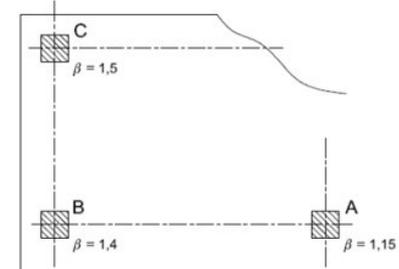


Sul pilastro più sollecitato centrale agisce una N pari a 1220,38 kN



Si riportano le verifiche effettuate:

VERIFICA PUNZONAMENTO UNI EN 1992-1-1:2005 par 6.4 e 9.4.3		FONDAZIONE PILASTRO 60x60		MATERIALI			
<b>pilastro interno</b>	$\beta$	1,15	[-]	<b>Acciaio</b>	$f_{yk}$	450	[Mpa]
				B450C	$E_s$	210000	[Mpa]
					$\nu_s$	1,15	
					$f_{yd}$	391,3	[Mpa]
Dimensione pilastro <i>perpend</i> bordo	c1	60	[cm]		$\epsilon_s$	0,19%	
Dimensione pilastro <i>parall</i> bordo	c2	60	[cm]	<b>Calcestruzzo</b>			
Perimetro pilastro	$u_0$	240	[cm]	C32/40	$f_{ck}$	32	[Mpa]
Altezza sezione	H	36	[cm]		$R_{ck}$	40	[Mpa]
Copriferro	c	5,4	[cm]		$E_c$	33346	[Mpa]
Altezza utile sezione	d	30,6	[cm]		$\epsilon_{cu}$	0,35%	
Perimetro a distanza 2d	$u_1$	625	[cm]				
Coefficiente	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]				
Coefficiente	k	1,81	[-]				
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	1220,38	[kN]				
Area armatura dir1	$A_{s1}$	12,18	[cm <sup>2</sup> ]	$\rho_1$	0,004		
Area armatura dir2	$A_{s2}$	12,18	[cm <sup>2</sup> ]	$\rho_2$	0,004		
Percentuale armatura medio	$\rho$	0,004	[-]				
<b>Verifica filo pilastro</b>							
Perimetro pilastro	$u_0$	240	[cm]				
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	1,91	[Mpa]				
Coefficiente	v	0,61	[-]				
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,max}$	5,53	[Mpa]				
	$V_{Ed}/V_{Rd,max}$	0,35					<b>VERIFICATO</b>
<b>Verifica a distanza 2d</b>							
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	0,73	[Mpa]				
	$v_{min}$	0,48	[Mpa]				
	$V_{Rd,c}$	0,51	[Mpa]				
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,c}$	0,51	[Mpa]				
	$V_{Ed}/V_{Rd,c}$	1,45					<b>ARMATURA NECESSARIA</b>



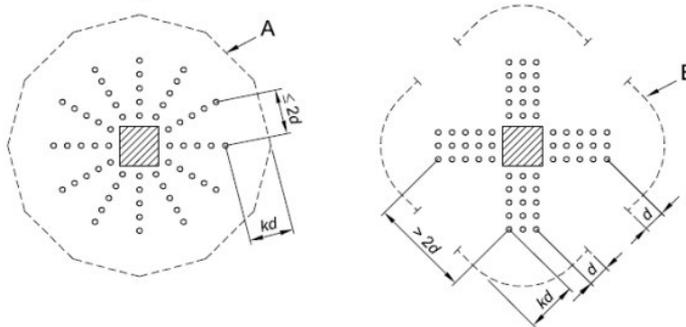
È necessaria armatura a punzonamento.

Si riporta il calcolo degli spilli:

Armatura punzonamento							
Distanza massima spilli 0,75d	$s_{r,max}$	23,0	[cm]	Diametro spilli	$\phi$	10	[mm]
Distanza spilli	$s_r$	20	[cm]	OK	Numero spilli serie su perimetro	n	12
Distanza min. della prima serie dal pil	$a_{1min}$	9,2	[cm]		Minimo numero totale spilli	$n_{Tot,min}$	48
Distanza max. della prima serie dal pil	$a_{1max}$	15,3	[cm]		Inclinazione armature	$\alpha$	90
Distanza spilli dal pilastro	$a_1$	15	[cm]	OK	Area totale armatura taglio	$A_{sw}$	3770
					Resistenza di progetto efficace acc	$f_{ywd}$	326,5
Perimetro lungo il quale arm. non nec.	$u_{out}$	905,0	[cm]		Resistenza a punzonamento	$V_{Rd,cs}$	1,86
Distanza max dal pilastro	$a_{ud}$	59,93	[cm]			$V_{Ed}/V_{Rd,cs}$	0,40
							<b>VERIFICATO</b>
Numero di serie spilli	n	4	[-]				
Distanza ultima serie spilli	$a_{ud}$	75	[cm]	OK			

Legenda

- A Perimetro  $u_{out}$
- B Perimetro  $u_{out,ef}$

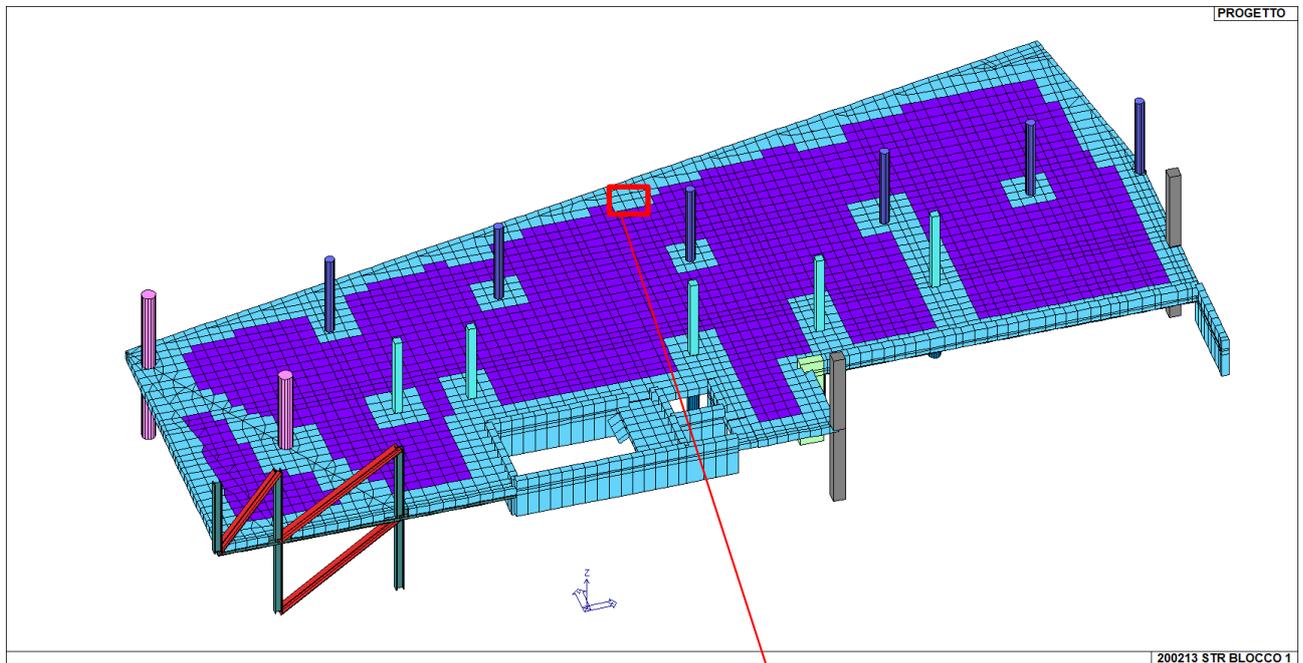


Con l'inserimento degli spilli l'armatura a punzonamento risulta soddisfatta.

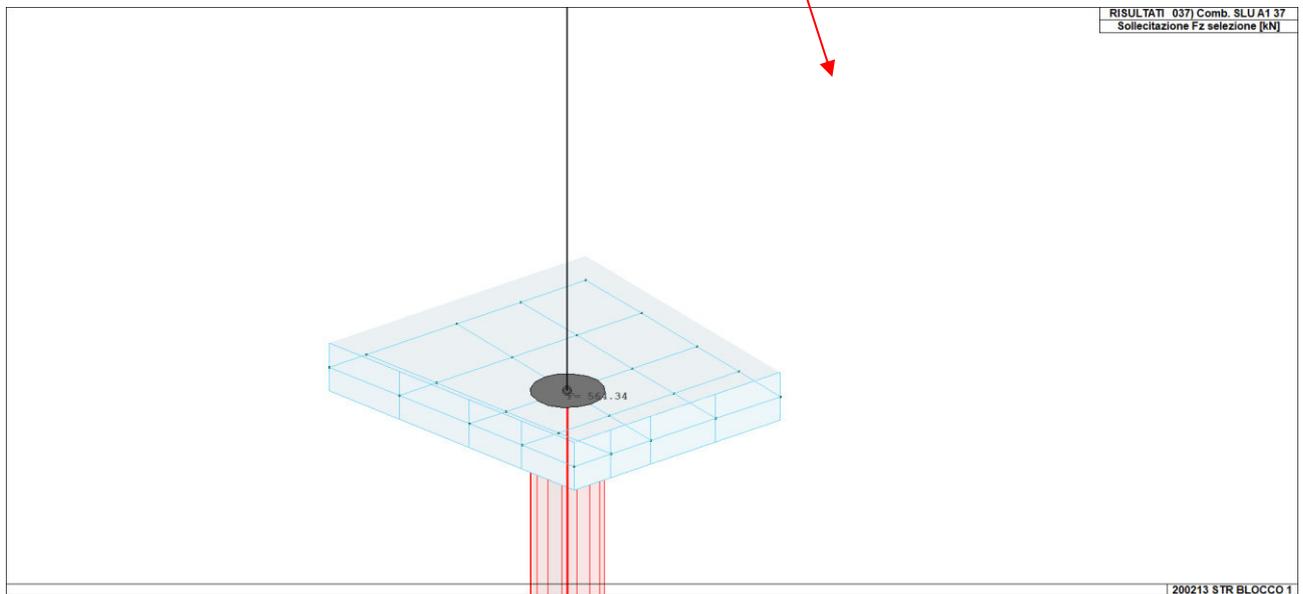


24.6.2

PUNZONAMENTO PILASTRO DI BORDO



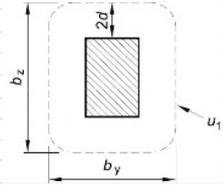
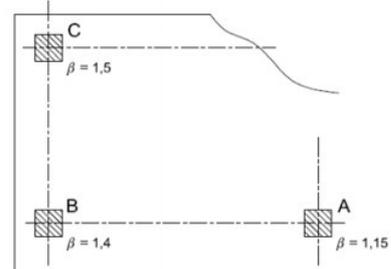
Per pilastro di bordo la reazione massima è pari 564,34 kN.





Si riportano le verifiche effettuate:

VERIFICA PUNZONAMENTO UNI EN 1992-1-1:2005 par 6.4 e 9.4.3		FONDAZIONE PILASTRO D50		MATERIALI			
<b>pilastro di bordo</b>	$\beta$	1.4	[-]	<b>Acciaio</b>	$f_{yk}$	450	[Mpa]
				B450C	$E_s$	210000	[Mpa]
					$\nu_s$	1.15	
					$f_{yd}$	391.3	[Mpa]
Dimensione pilastro <i>perpend</i> bordo	c1	50	[cm]		$\epsilon_s$	0.19%	
Dimensione pilastro <i>parall</i> bordo	c2	50	[cm]	<b>Calcestruzzo</b>			
Perimetro pilastro	$u_0$	150	[cm]	C32/40	$f_{ck}$	32	[Mpa]
Altezza sezione	H	36	[cm]		$R_{ck}$	40	[Mpa]
Copriferro	c	5.4	[cm]		$E_c$	33346	[Mpa]
Altezza utile sezione	d	30.6	[cm]		$\epsilon_{cu}$	0.35%	
Perimetro a distanza 2d	$u_1$	342	[cm]				
Coefficiente	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]				
Coefficiente	k	1.81	[-]				
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	564.34	[kN]				
Area armatura dir1	$A_s$	12.18	[cm <sup>2</sup> ]	$\rho_1$	0.004		
Area armatura dir2	$A_s$	12.18	[cm <sup>2</sup> ]	$\rho_2$	0.004		
Percentuale armatura medio	$\rho$	0.004	[-]				
<b>Verifica filo pilastro</b>							
Perimetro pilastro	$u_0$	141.8	[cm]				
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	1.82	[Mpa]				
Coefficiente	v	0.61	[-]				
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,max}$	5.53	[Mpa]				
	$V_{Ed}/V_{Rd,max}$	0.33	<b>VERIFICATO</b>				
<b>Verifica a distanza 2d</b>							
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	0.75	[Mpa]				
	$v_{min}$	0.48	[Mpa]				
	$V_{Rd,c}$	0.51	[Mpa]				
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,c}$	0.51	[Mpa]				
	$V_{Ed}/V_{Rd,c}$	1.49	<b>ARMATURA NECESSARIA</b>				



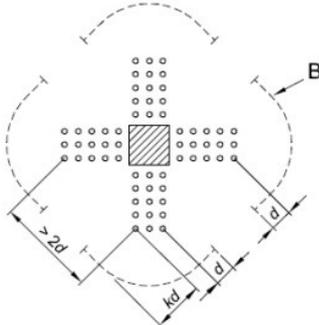
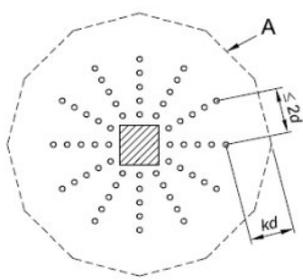
**È necessaria armatura a punzonamento.**

Si riporta il calcolo degli spilli:

<b>Armatura punzonamento</b>								
Distanza massima spilli 0,75d	$s_{r,max}$	23.0	[cm]		Diametro spilli	$\phi$	10	[mm]
Distanza spilli	$s_r$	20	[cm]	OK	Numero spilli serie su perimetro	n	8	[-]
Distanza min. della prima serie dal pil	$a_{1min}$	9.2	[cm]		Minimo numero totale spilli	$n_{Tot,min}$	24	[-]
Distanza max. della prima serie dal pil	$a_{1max}$	15.3	[cm]		Inclinazione armature	$\alpha$	90	[°]
Distanza spilli dal pilastro	$a_1$	15	[cm]	OK	Area totale armatura taglio	$A_{sw}$	1885	[mm <sup>2</sup> ]
					Resistenza di progetto efficace acc	$f_{ywd}$	326.5	[Mpa]
Perimetro lungo il quale arm. non nec.	$u_{out}$	509.4	[cm]					
Distanza max dal pilastro	$a_{ud}$	3.35	[cm]		Resistenza a punzonamento	$V_{Rd,cs}$	1.73	[Mpa]
						$V_{Ed}/V_{Rd,cs}$	0.44	<b>VERIFICATO</b>
Numero di serie spilli	n	3	[-]					
Distanza ultima serie spilli	$a_{ud}$	55	[cm]	OK				

Legenda

- A Perimetro  $u_{out}$
- B Perimetro  $u_{out,ef}$

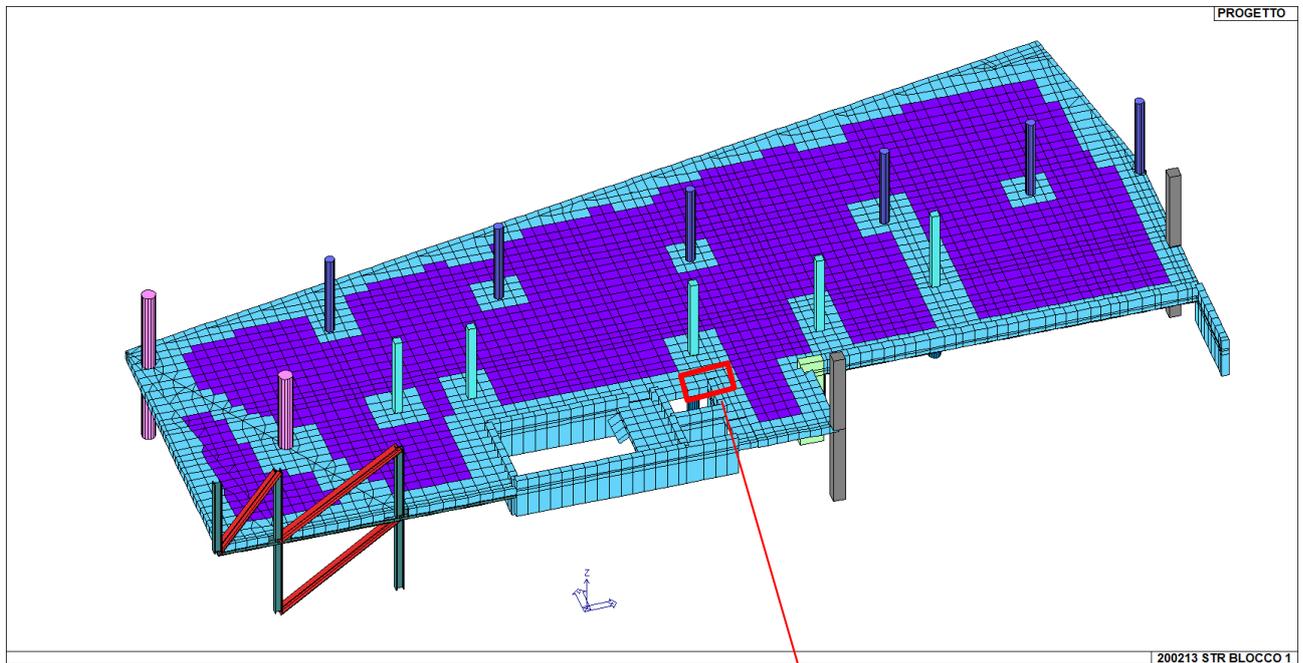


**Con l'inserimento degli spilli l'armatura a punzonamento risulta soddisfatta.**

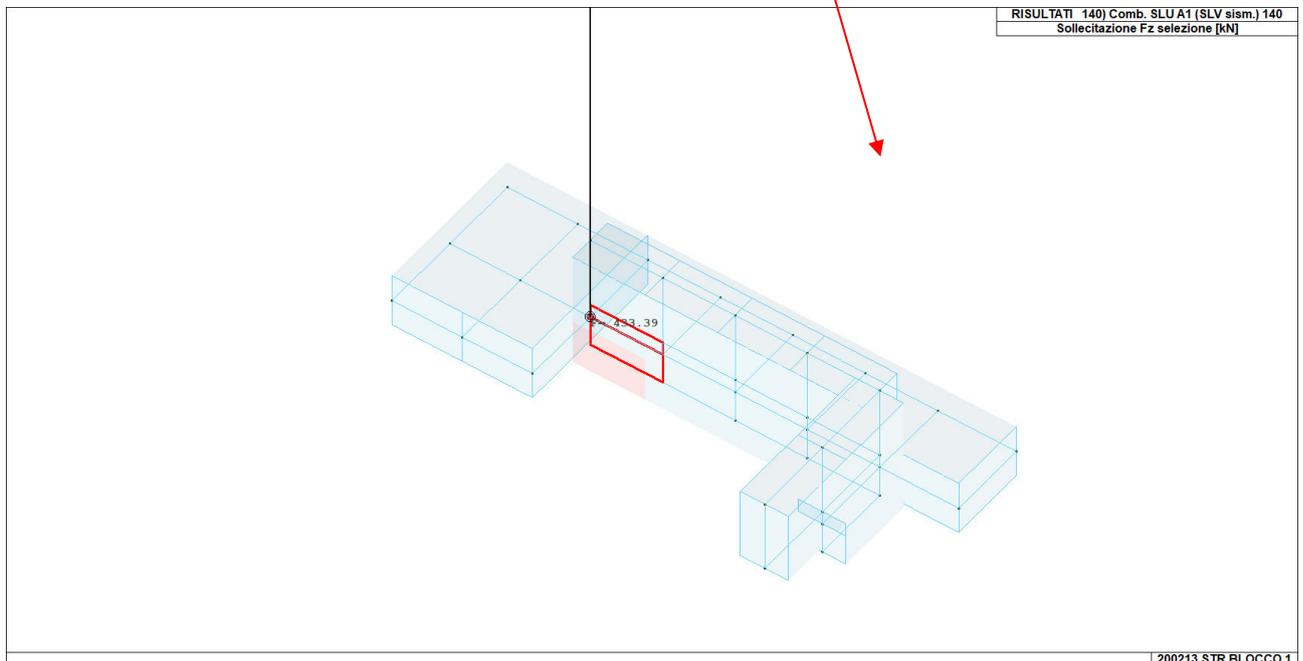


24.6.3

PUNZONAMENTO SPIGOLO SETTO



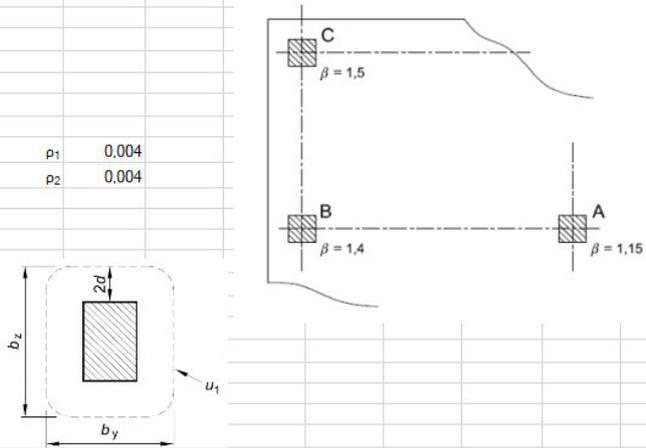
Per i setti la reazione massima sullo spigolo è pari 433,39 kN.





Si riportano le verifiche effettuate:

VERIFICA PUNZONAMENTO UNI EN 1992-1-1:2005 par 6.4 e 9.4.3		FONDAZIONE SPIGOLO SETTO		MATERIALI								
<b>pilastro d'angolo</b>	$\beta$	1.5	[-]	<b>Acciaio</b>	$f_{yk}$	450	[Mpa]	$\gamma_s$	1.15	$f_{yd}$	391.3	[Mpa]
				B450C	$E_s$	210000	[Mpa]			$\epsilon_s$	0,19%	
Dimensione pilastro <i>perpend</i> bordo	c1	30	[cm]	<b>Calcestruzzo</b>								
Dimensione pilastro <i>parall</i> bordo	c2	30	[cm]	C32/40	$f_{ck}$	32	[Mpa]	$\gamma_c$	1.5	$f_{cd}$	18.1	[Mpa]
Perimetro pilastro	$u_0$	60	[cm]		$R_{ck}$	40	[Mpa]	$\alpha_{cc}$	0.85	$f_{ctm}$	3.0	[Mpa]
Altezza sezione	H	36	[cm]		$E_c$	33346	[Mpa]					
Copriferro	c	5.4	[cm]		$\epsilon_{cu}$	0,35%						
Altezza utile sezione	d	30.6	[cm]									
Perimetro a distanza 2d	$u_1$	156	[cm]									
Coefficiente	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]									
Coefficiente	k	1.81	[-]									
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	433.39	[kN]									
Area armatura dir1	$A_{s1}$	12.18	[cm <sup>2</sup> ]	$\rho_1$	0.004							
Area armatura dir2	$A_{s2}$	12.18	[cm <sup>2</sup> ]	$\rho_2$	0.004							
Percentuale armatura medio	$\rho$	0.004	[-]									
<b>Verifica filo pilastro</b>												
Perimetro pilastro	$u_0$	60	[cm]									
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	3.54	[Mpa]									
Coefficiente	v	0.61	[-]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,max}$	5.53	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,max}$	0.64	<b>VERIFICATO</b>									
<b>Verifica a distanza 2d</b>												
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	1.36	[Mpa]									
	$v_{min}$	0.48	[Mpa]									
	$V_{Rd,c}$	0.51	[Mpa]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,c}$	0.51	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,c}$	2.68	<b>ARMATURA NECESSARIA</b>									

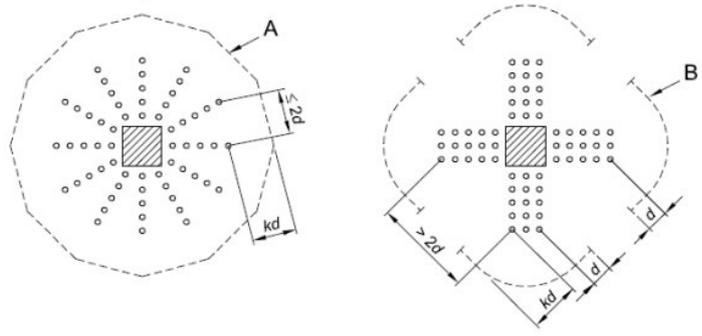


È necessaria armatura a punzonamento.

Si riporta il calcolo degli spilli:

<b>Armatura punzonamento</b>								
Distanza massima spilli 0.75d	$s_{r,max}$	23.0	[cm]		Diametro spilli	$\phi$	10	[mm]
Distanza spilli	$s_r$	20	[cm]	OK	Numero spilli serie su perimetro	n	7	[-]
Distanza min. della prima serie dal pil	$a_{1min}$	9.2	[cm]		Minimo numero totale spilli	$n_{Tot,min}$	21	[-]
Distanza max. della prima serie dal pil	$a_{1max}$	15.3	[cm]		Inclinazione armature	$\alpha$	90	[°]
Distanza spilli dal pilastro	$a_1$	15	[cm]	OK	Area totale armatura taglio	$A_{sw}$	1649	[mm <sup>2</sup> ]
Perimetro lungo il quale arm. non nec.	$u_{out}$	419.2	[cm]		Resistenza di progetto efficace acc	$f_{ywd}$	326.5	[Mpa]
Distanza max dal pilastro	$a_u$	1.72	[cm]		Resistenza a punzonamento	$V_{Rd,cs}$	2.97	[Mpa]
Numero di serie spilli	n	3	[-]		$V_{Ed}/V_{Rd,cs}$	0.46	<b>VERIFICATO</b>	
Distanza ultima serie spilli	$a_{ud}$	55	[cm]	OK				

Legenda  
 A Perimetro  $u_{out}$   
 B Perimetro  $u_{out,ef}$



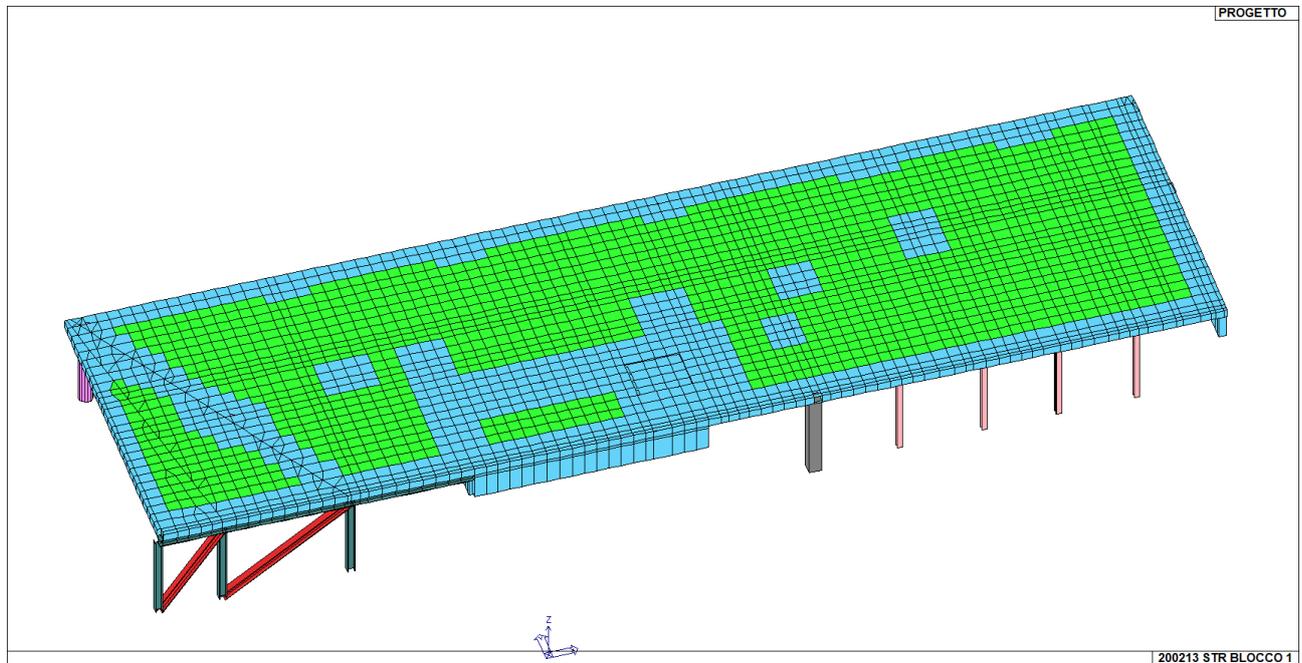
Con l'inserimento degli spilli l'armatura a punzonamento risulta soddisfatta.



## 25. VERIFICA SOLAIO COPERTURA

Calcestruzzo: C32/40

Elementi platea Spessore 34 cm



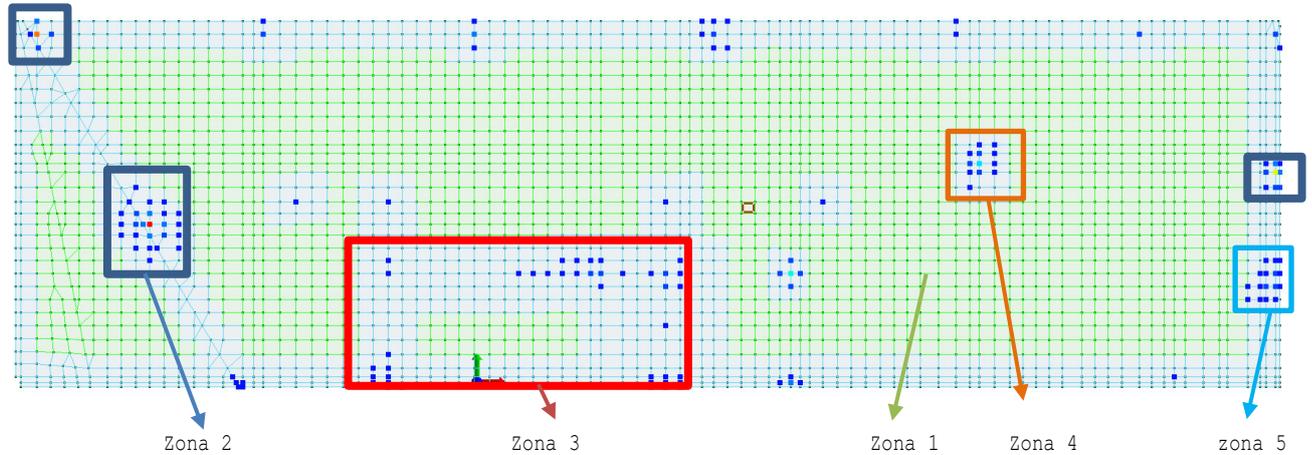
Si è valutata l'armatura minima come da §4.1.6.1.1 delle NT. L'armatura minima è calcolata come  $A_{s,min} = 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,17\% \rightarrow 100*34*0,0017 = 5,78\text{cm}^2$ . Si è scelto di utilizzare come armatura di base  $9,33\text{cm}^2$  che corrisponde a  $1\phi 14/16,5$ .

Per le verifiche si sono individuate 3 macro zone:

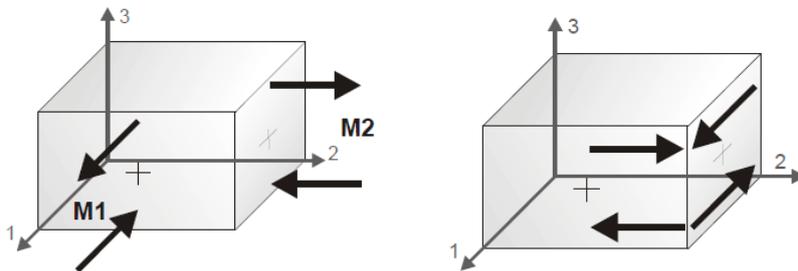
- Zona 1 - verifica armatura di base;
- Zona 2 - verifica armatura integrativa pilastri più sollecitati;
- Zona 3 - verifica armatura integrativa vano scala;
- Zona 4 - verifica armatura integrativa tutti pilastri;
- Zona 5 - verifica armatura integrativa setto laterale.



Di seguito è riportata la mappa delle zone in cui l'armatura di base non è sufficiente:



Per la convenzione del software il momento negativo sulle piastre tende le fibre inferiori inoltre la direzione X è la direzione orizzontale rispetto al piano della platea mentre la direzione Y è la direzione verticale rispetto al piano della platea.



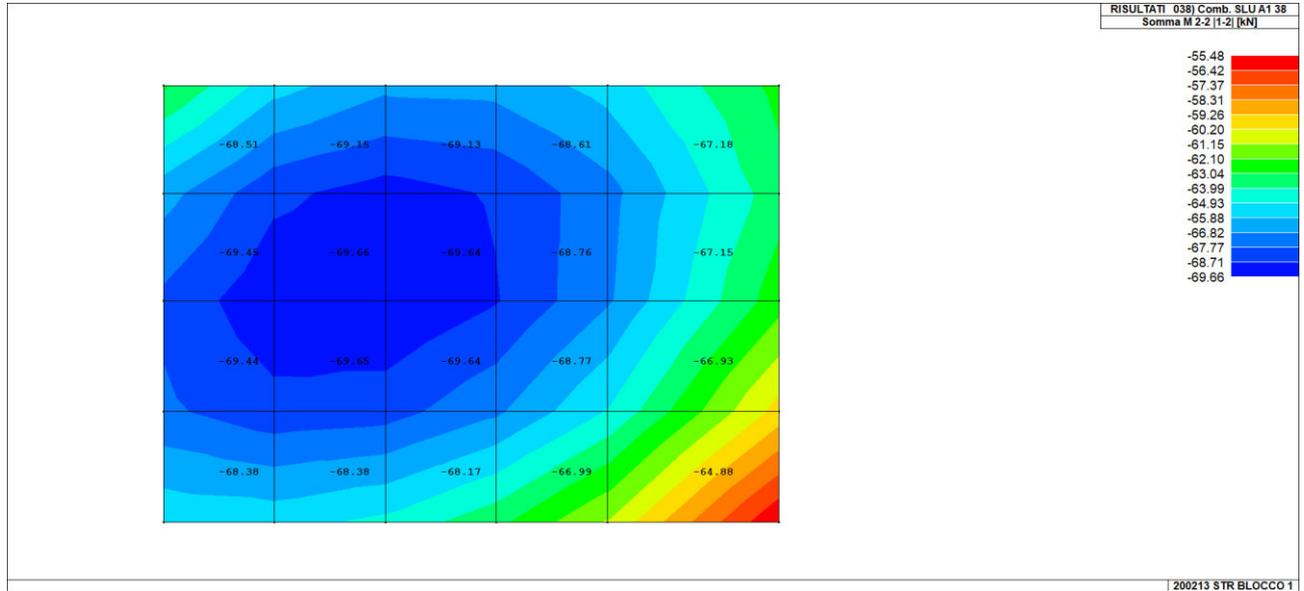
Le sollecitazioni che il programma restituisce sono:

- Somma M1-1 |1-2| - Mappa cromatica delle azioni ottenute dalla somma delle azioni M1-1 in direzione x e della rispettiva azione torcente M1-2 presa in valore assoluto;
- Somma M2-2 |1-2| - Mappa cromatica delle azioni ottenute dalla somma delle azioni M2-2 in direzione y e della rispettiva azione torcente M1-2 presa in valore assoluto.



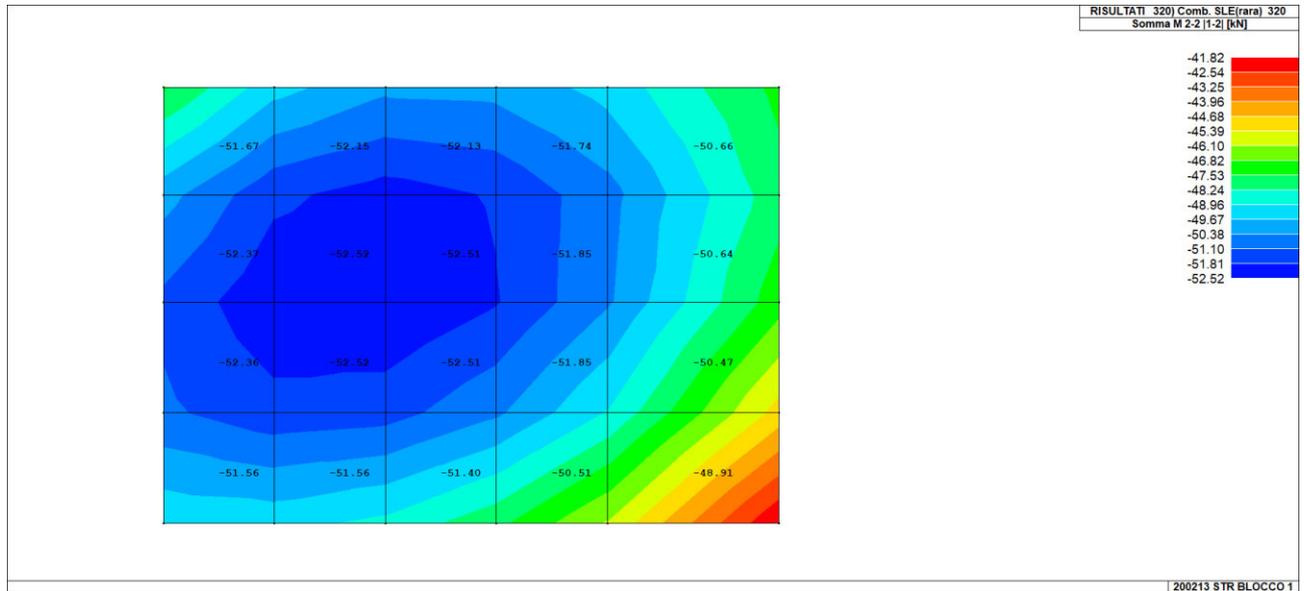
25.1 VERIFICA ZONA 1 - VERIFICA ARMATURA DI BASE Ø16/16,5

MOMENTO MAX SLU



Il momento max è in direzione x ed è pari a -69,66 kNm/m

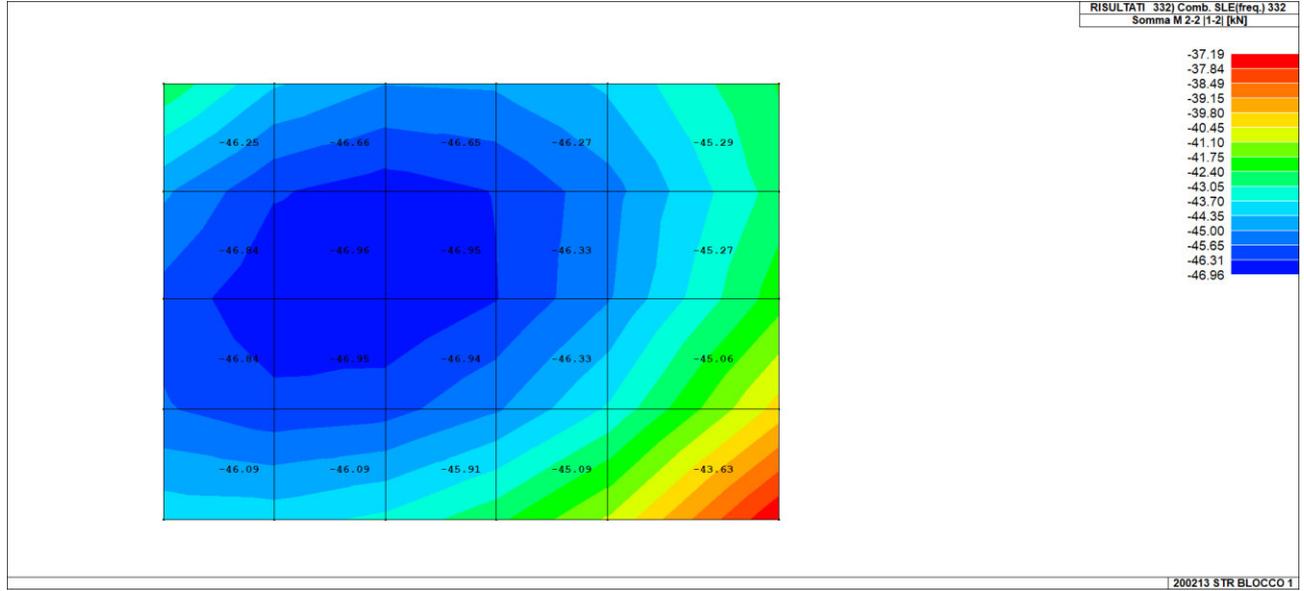
MOMENTO SLE - RARA



Il momento considerato è pari a -52,52 kNm/m

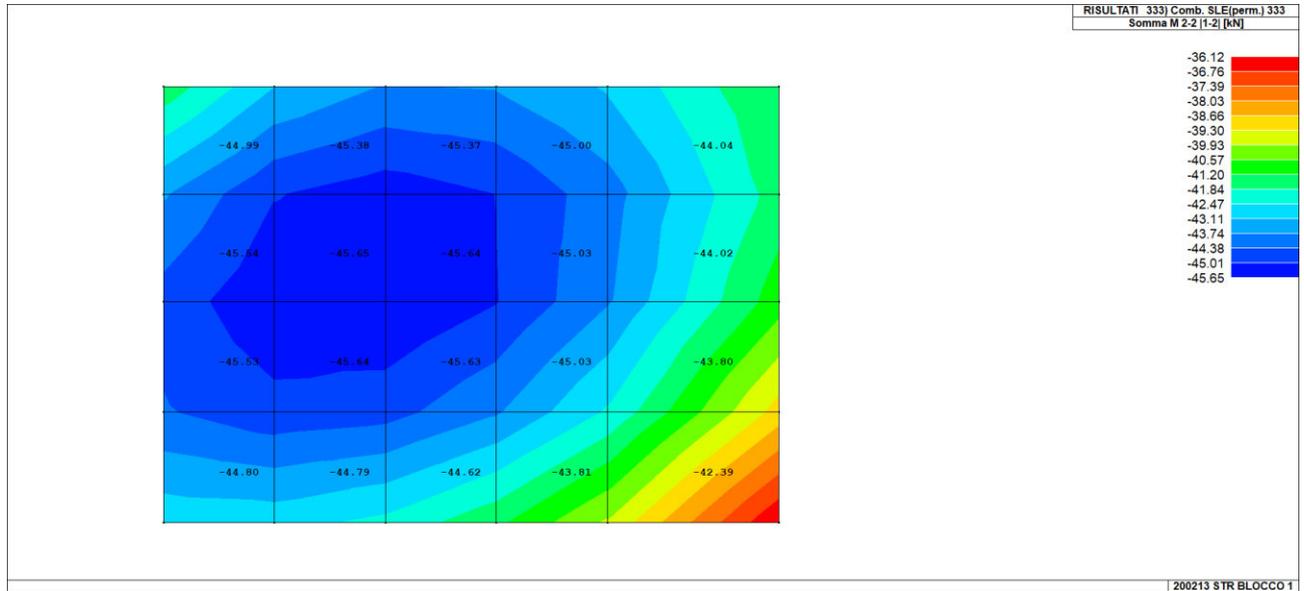


MOMENTO SLE - FREQUENTE



Il momento considerato è pari a -46,96 kNm/m

MOMENTO SLE - QUASI PERMANENTE



Il momento considerato è pari a -45,65 kNm/m



Si riportano le verifiche effettuate:

VERIFICA SLU

Nella verifica si sono considerati i valori di  $\epsilon_{su}$ ,  $\epsilon_{c2}$  e  $\epsilon_{cu}$  in modo da calcolare il momento ultimo elastico.

Verifica C.A. S.L.U. - File: soletta alleggerita campata\_copertura

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

**TITOLO:** Verifica soletta alleggerita sp. 34 campata

N° Vertici: 12 Zoom N° barre: 2 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
8	0	34
9	0	27
10	26	27
11	26	7
12	0	7

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	9,33	33	5,4
2	9,33	33	30,6

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

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>Ed</sub> 69,66 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0

**Materiali**

Proprietà	B450C	C32/40
$\epsilon_{su}$	1,86 ‰	1,8 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm²	1,8 ‰
$E_s$	210.000 N/mm²	18,13 ‰
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0,8
$\epsilon_{syd}$	1,863 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 12,25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{cd}$ 0,7333
		$\tau_{c1}$ 2,114

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

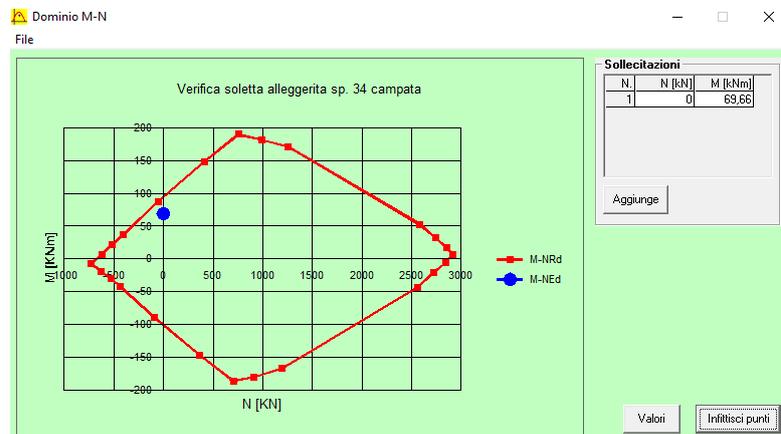
**Tipo rottura**  
Lato acciaio - Acciaio elastico

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

**Tipo flessione**  
Retta Deviata

M<sub>xRd</sub> 94,19 kNm  
 $\sigma_c$  -10,95 N/mm²  
 $\sigma_s$  390,6 N/mm²  
 $\epsilon_c$  0,667 ‰  
 $\epsilon_s$  1,86 ‰  
d 28,6 cm  
x 7,549 x/d 0,2639  
 $\delta$  0,7699

N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
 Precompresso

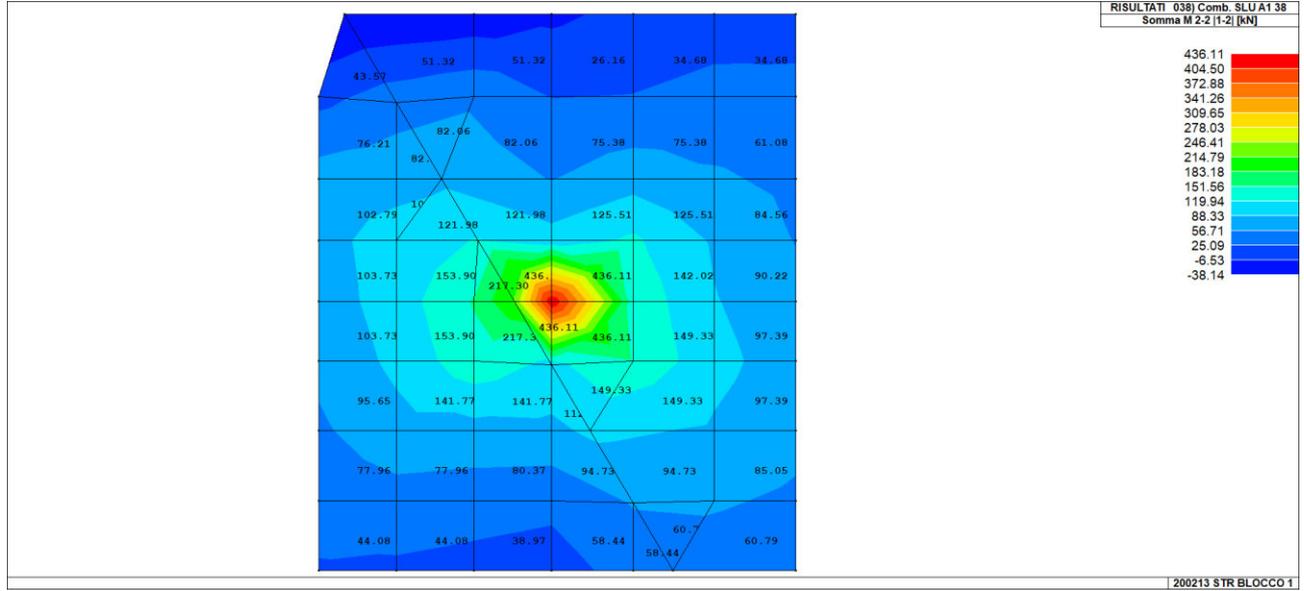


L'armatura di base è costituita da una maglia di  $\phi 14/16,5$  superiore ed inferiore in entrambe le direzioni. **Le verifiche a SLU risultano soddisfatte.**



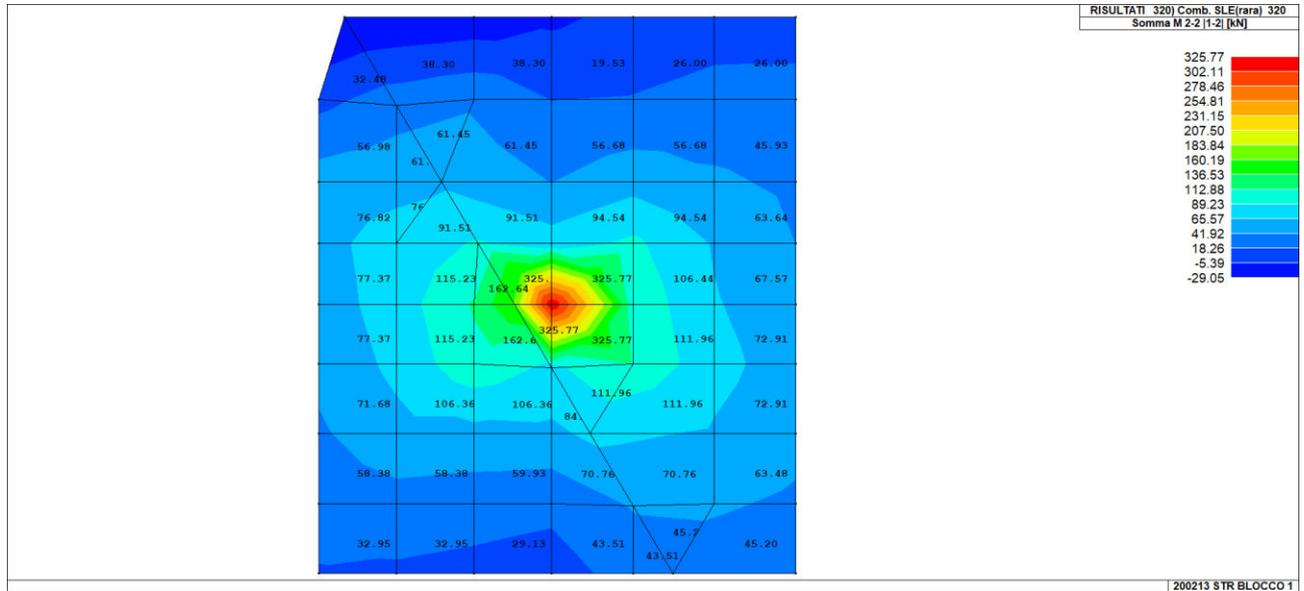


MOMENTO MAX SLU - DIR Y



Il momento di calcolo è stato considerato 436,11 kNm/m

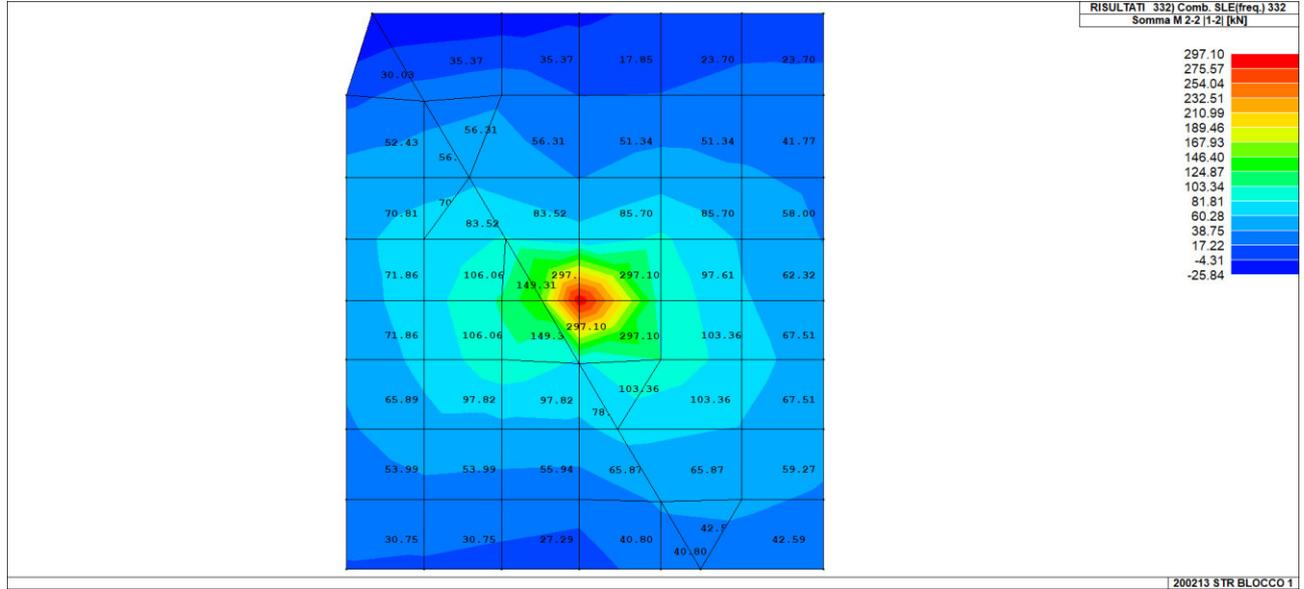
MOMENTO MAX SLE - DIR Y - RARA



Il momento di calcolo è stato considerato 325,77 kNm/m

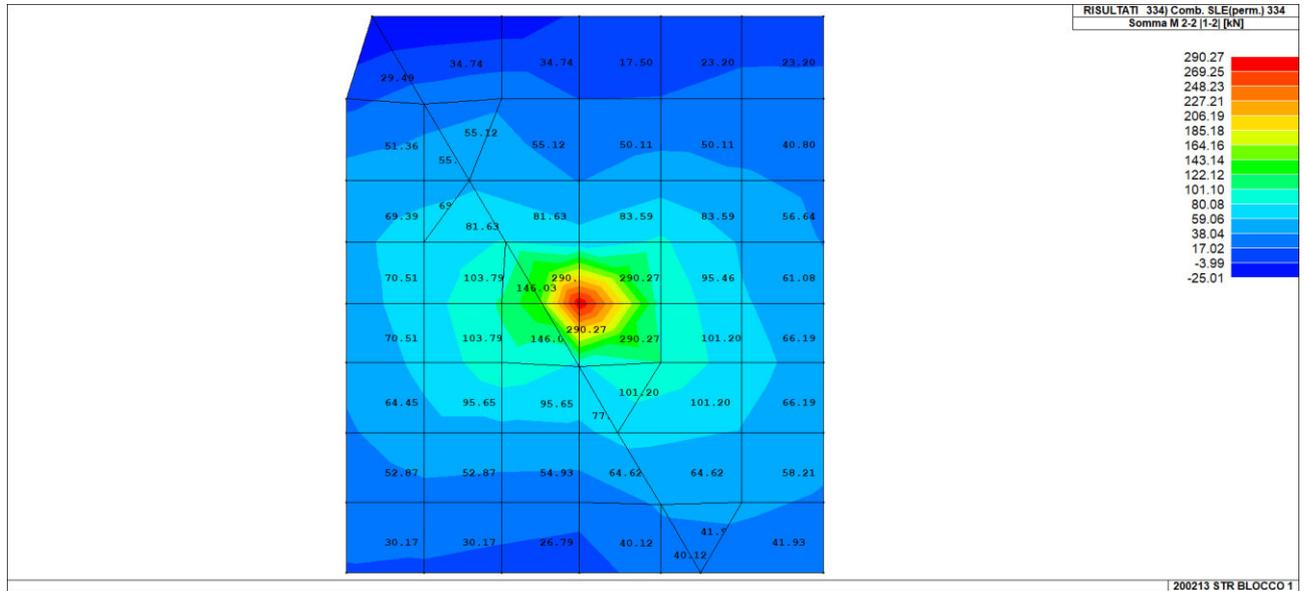


MOMENTO MAX SLE - DIR Y - FREQUENTE



Il momento di calcolo è stato considerato 297,10 kNm/m

MOMENTO MAX SLE - DIR Y - QUASI PERMANENTE



Il momento di calcolo è stato considerato 290,27 kNm/m



Di seguito le verifiche effettuate:

VERIFICA SLU

VERIFICA TRAVE SLU SLE											
VERIFICA SOLETTA P1 SP. 36cm - ARMATURA INTEGRATIVA SUPERIORE ZONA 2											
SEZIONE					MATERIALI						
					Acciaio	$f_{yk}$	450 [Mpa]	$V_s$	1.15	$f_{jd}$	391.3 [Mpa]
					B450C	$E_s$	210000 [Mpa]	Tensione in comb. Rara		$\epsilon_s$	0.19%
Larghezza trave	$b_u$	100 [cm]			Calcestruzzo				$f_{yd,rara}$	360 [Mpa]	
Altezza	H	34 [cm]			C32/40	$f_{ck}$	32 [Mpa]	$\gamma_c$	1.5	$f_{cd}$	18.1 [Mpa]
Copripetto asse armatura compressa	$c'$	5.4 [cm]				$R_{ck}$	40 [Mpa]	$\alpha_{cc}$	0.85	$f_{ctm}$	3.0 [Mpa]
Copripetto asse armatura tesa	c	5.4 [cm]				$E_c$	33346 [Mpa]	Tensione in comb. Rara		$f_{cd,rara}$	19.2 [Mpa]
Altezza utile	d	28,6 [cm]				$\epsilon_{cu}$	0.35%	Tensione in comb. Q. P.		$f_{cd-Q.P.}$	0.45 [Mpa]

VERIFICA FLESSIONE SLU																	
CALCOLA $M_{ed}$																	
x	8,04																
x/d	0.281																
$\epsilon_s$	0.90%																
Rottura lato calcestruzzo - Acciaio snervato																	
$N_{ed}$	0 [kN]		Armatura compressa	$n'$	6.06	$\phi$	14	Area	9.33	Armatura tesa	$n'$	6.06	$\phi$	14	Area	9.33	
$M_{ed}$	436.11 [kNm]			12.12	14		18.66				12.12	20		38.08			
$M_{rd}$	454.6 [kNm]	96%															
$\sigma'_s$	241 [Mpa]				$A's$	27.99 [cm <sup>2</sup> ]			$A_s$	47.40 [cm <sup>2</sup> ]							
$\sigma_s$	391 [Mpa]				$\mu=A's/A_s$	59.04%	$\rho=A's/bd$		0.82%	OK	$\rho=A_s/bd$		1.39%	OK			
										$\rho_{min}$	0.17%	$\rho_{max}$	1.60%				

L'armatura integrativa superiore è costituita da una maglia di  $\phi 20/8,25$  in entrambe le direzioni. **Le verifiche a SLU risultano soddisfatte.**

VERIFICHE SLE

VERIFICA SLE										
Coefficiente di omogenizzazione	$n_0$	15								
Sezione interamente reagente										
Asse neutro	x	17.75 [cm]								
Inerzia sezione interamente reagente	I	477182 [cm <sup>4</sup> ]								
Momento prima fessurazione	$M_{cr}$	89 [kNm]								
Sezione fessurata										
Asse neutro	$x_p$	12.8 [cm]								
Inerzia sezione parzializzata	$I_p$	270403 [cm <sup>4</sup> ]								
Tensione armatura in trazione	$\sigma_s$	78 [Mpa]								
Altezza efficace calcestr. zona tesa	$h_{c,ef}$	5.4 [cm]								
Area di calcestruzzo nella zona tesa	$A_{ct}$	542 [cm <sup>2</sup> ]	k1	0.8						
Armatura minima per fessurazione	$A_{s,min}$	21.02 [cm <sup>2</sup> ]	k2	0.5						
percentuale armatura minima	$\rho_{s,min}$	0.09 [-]	k3	3.4						
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	129 [mm]	k4	0.425						
Combinazione rara										
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	325.77 [kNm]			Limitazione tensioni					
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	15.4 [Mpa]			0.80					
Tensione armatura sup	$\sigma'_s$	-133			0.37					
Tensione armatura inf	$\sigma_s$	286 [Mpa]			0.79					
Deformazione unitaria	$\epsilon_{sm}$	0.13% [-]								
Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	0.276 [mm]								
Combinazione frequente										
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	297.1 [kNm]			Limitazione tensioni					
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	14.0 [Mpa]			0.95					
Tensione armatura sup	$\sigma'_s$	-122								
Tensione armatura inf	$\sigma_s$	261 [Mpa]								
Deformazione unitaria	$\epsilon_{sm}$	0.11% [-]								
Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	0.250 [mm]								
Combinazione quasi permanente										
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	290.27 [kNm]			Limitazione tensioni					
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	13.7 [Mpa]								
Tensione armatura sup	$\sigma'_s$	-119								
Tensione armatura inf	$\sigma_s$	255 [Mpa]								
Deformazione unitaria	$\epsilon_{sm}$	0.11% [-]								
Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	0.244 [mm]								

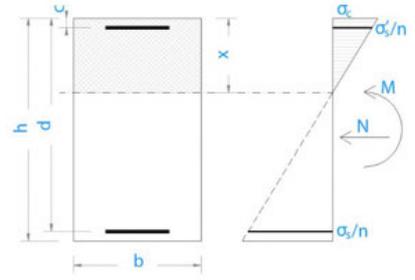
L'ampiezza delle fessure e le tensioni in esercizio risultano minori dei limiti di normativa pertanto **le verifiche a SLE risultano soddisfatte.**



VERIFICA CAMPO ELASTICO

**VERIFICA SEZIONE CAMPO ELASTICO**

Diagramma calcestruzzo		triangolo-rett.				
Deformazione elastica	$\epsilon_{cy}$	0,18%	[-]			
Modulo elastico calcestruzzo	$E_{cy}$	10362	[Mpa]	$f_{cd}/\epsilon_{cy}$		
Coefficiente di omogenizzazione	$n_0$	20	[-]	$E_s/E_{cy}$		
Asse neutro	$x$	14	[cm]			
Inerzia sezione	$I$	338059	[cm <sup>4</sup> ]			
tensione calcestruzzo	$\sigma_c$	-17,77	[Mpa]	$< f_{cd}$	<b>OK</b>	
tensione acciaio superiore	$\sigma'_s$	-219	[Mpa]	$< f_{yd}$	<b>OK</b>	
Deformazione acciaio superiore	$\epsilon'_s$	0,10%	[Mpa]	$< 0,186\%$	<b>OK</b>	
tensione acciaio inferiore	$\sigma_s$	388	[Mpa]	$< f_{yd}$	<b>OK</b>	
Deformazione acciaio inferiore	$\epsilon_s$	0,185%	[Mpa]	$< 0,186\%$	<b>OK</b>	



La sezione si trova in campo elastico.

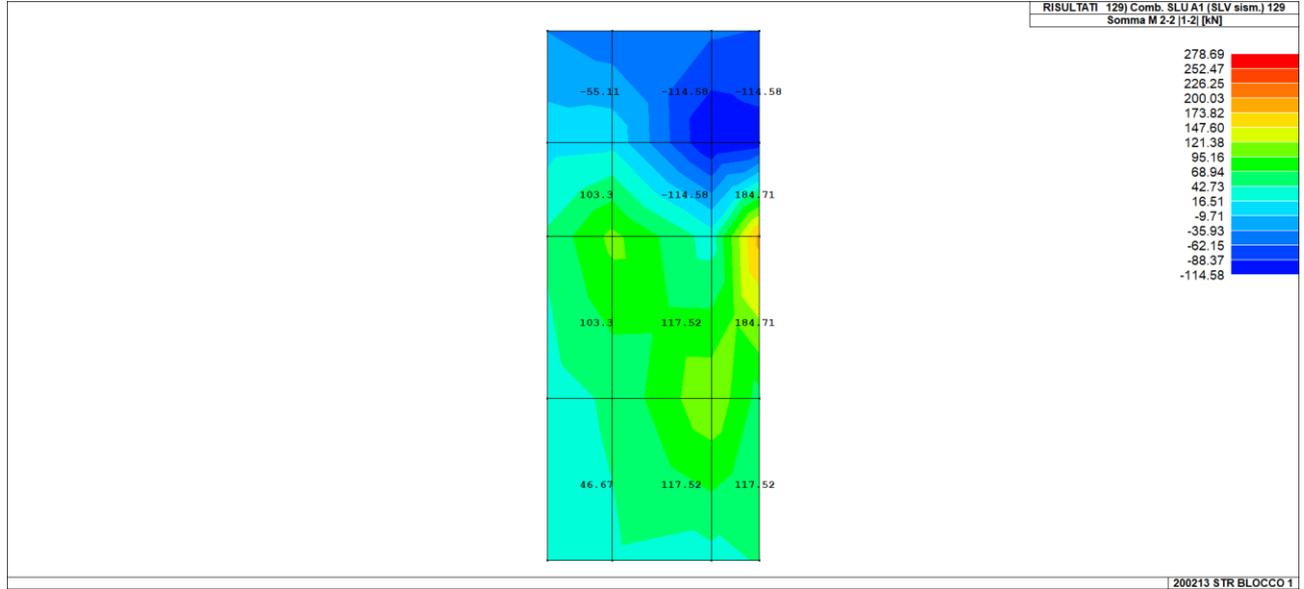
25.2.2

SOLLECITAZIONI NEGATIVE MASSIME





MOMENTO MIN SLU - DIR Y



Il momento di calcolo è stato considerato -114,58 kNm/m

VERIFICA SLU

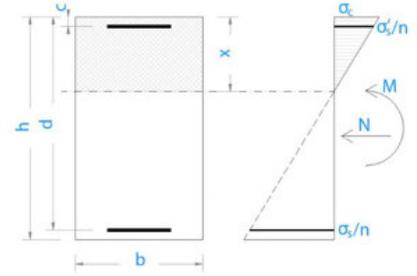
VERIFICA TRAVE SLU SLE													
VERIFICA SOLETTA P3 SP. 34cm - ARMATURA INTEGRATIVA INFERIORE ZONA 2													
SEZIONE					MATERIALI								
					Acciaio	$f_{yk}$	450 [Mpa]	$v_s$	1.15	$f_{yd}$	391.3 [Mpa]		
					B450C	$E_s$	210000 [Mpa]			$\epsilon_s$	0.19%		
Larghezza trave	$b_u$	100 [cm]			Calcestruzzo	$f_{ck}$	32 [Mpa]	$\gamma_c$	1.5	$f_{cd}$	18.1 [Mpa]		
Altezza	H	34 [cm]			C32/40	$R_{ck}$	40 [Mpa]	$\alpha_{cc}$	0.85	$f_{ctm}$	3.0 [Mpa]		
Copriferro asse armatura compressa	$c'$	5.4 [cm]			$E_c$	33346 [Mpa]	Tensione in comb. Rara			$f_{od,rara}$	19.2 [Mpa]		
Copriferro asse armatura tesa	c	5.4 [cm]			$\epsilon_{cu}$	0.35%	Tensione in comb. Q. P.			$f_{cd-Q.P.}$	0.45 [Mpa]		
Altezza utile	d	28,6 [cm]											
VERIFICA FLESSIONE SLU													
CALCOLA $M_{rd}$													
x	5,80												
x/d	0,203												
es	1,37%												
Rottura lato calcestruzzo - Acciaio snervato													
$N_{ed}$	0	[kN]	$n'$	6,06	14	Area	9,33	Armatura	$n''$	6,06	14	Area	9,33
$M_{ed}$	114,58	[kNm]	Armatura compressa	12,12	20		38,08	Tesa	12,12	14		18,66	
$M_{rd}$	279,5	[kNm]											
$\sigma'_s$	51	[Mpa]			A's	47,40	[cm <sup>2</sup> ]			As	27,99	[cm <sup>2</sup> ]	
$\sigma_s$	391	[Mpa]		$\mu=A's/As$	169,39%	$\rho=A's/bd$	1,39%	OK		$\rho=As/bd$	0,82%	OK	
										$\rho_{min}$	0,17%	$\rho_{max}$	2,17%

l'armatura integrativa inferiore è costituita da una maglia di  $\phi 14/8,25$  in entrambe le direzioni. **Le verifiche a SLU risultano soddisfatte.**



VERIFICA CAMPO ELASTICO

VERIFICA SEZIONE CAMPO ELASTICO					
Diagramma calcestruzzo		triangolo-rett.			
Deformazione elastica	$\epsilon_{cy}$	0,18%	[-]		
Modulo elastico calcestruzzo	$E_{cy}$	10362	[Mpa]	$f_{cd}/E_{cy}$	
Coefficiente di omogenizzazione	$n_0$	20	[-]	$E_s/E_{cy}$	
Asse neutro	$x$	10	[cm]		
Inerzia sezione	$I$	249381	[cm <sup>4</sup> ]		
tensione calcestruzzo	$\sigma_c$	-4,80	[Mpa]	$< f_{cd}$	OK
tensione acciaio superiore	$\sigma'_s$	-47	[Mpa]	$< f_{yd}$	OK
Deformazione acciaio superiore	$\epsilon'_s$	0,02%	[Mpa]	$< 0,186\%$	OK
tensione acciaio inferiore	$\sigma_s$	169	[Mpa]	$< f_{yd}$	OK
Deformazione acciaio inferiore	$\epsilon_s$	0,081%	[Mpa]	$< 0,186\%$	OK

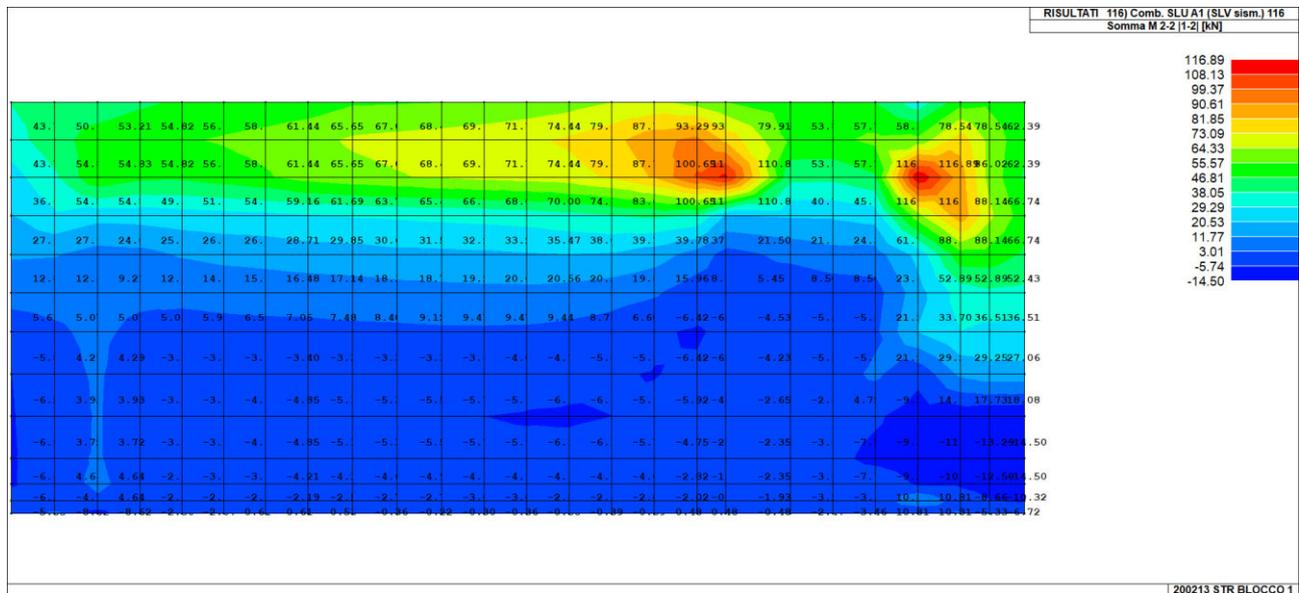


La sezione si trova in campo elastico.

25.3 VERIFICA ZONA 3 - VERIFICA ARMATURA DI BASE + INTEGRATIVA

Si riportano le zone dove si hanno le sollecitazioni maggiori. L'armatura integrativa è disposta perpendicolarmente al bordo del vano scala ed è costituita da barre  $\phi 16/16,5$ . Si riportano le verifiche delle zone più sollecitate.

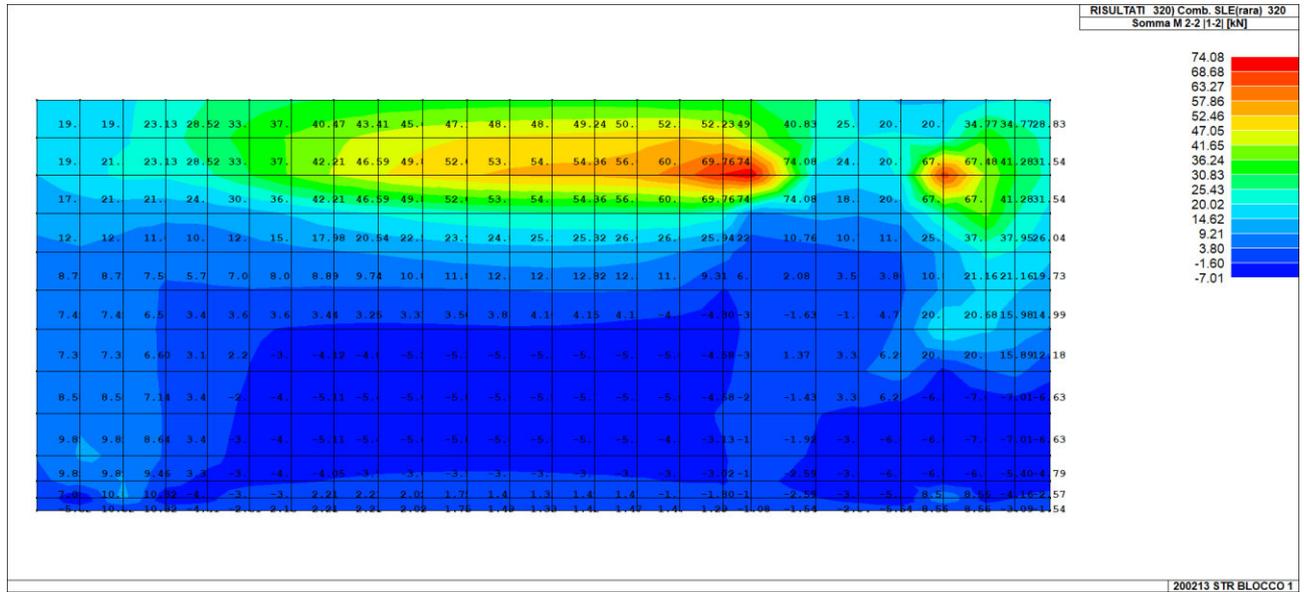
MOMENTO MAX SLU



Il momento di calcolo considerato è pari a 116,89 kNm/m

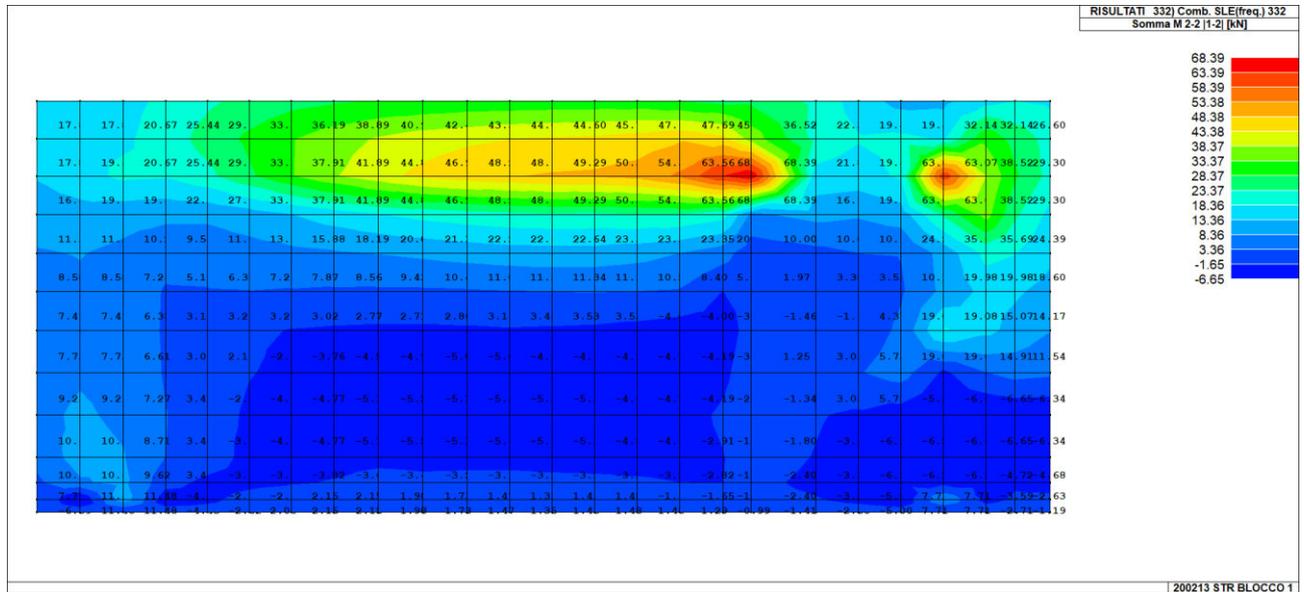


MOMENTO MAX SLE - RARA



Il momento di calcolo considerato è pari a 74,08 kNm/m

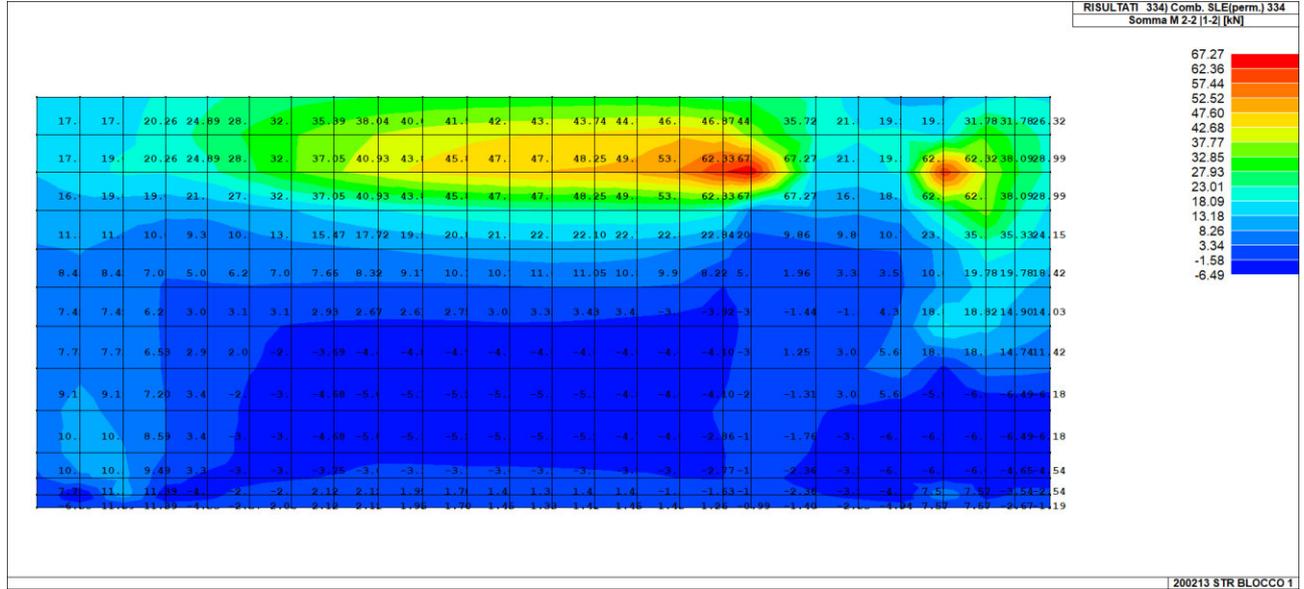
MOMENTO MAX SLE - FREQUENTE



Il momento di calcolo considerato è pari a 68,39 kNm/m



MOMENTO MAX SLE - QUASI PERMANENTE



Il momento di calcolo considerato è pari a 67,27 kNm/m

Di seguito le verifiche effettuate:

VERIFICA SLU

**VERIFICA TRAVE SLU SLE**  
VERIFICA SOLETTA P3 SP. 34cm - ARMATURA INTEGRATIVA. ZONA 3

SEZIONE		MATERIALI	
		<b>Acciaio</b>	$f_{yk}$ 450 [Mpa]
		B450C	$E_s$ 210000 [Mpa]
			$\gamma_s$ 1.15
			$f_{yd}$ 391.3 [Mpa]
			$\epsilon_s$ 0.19%
Larghezza trave	$b_u$ 100 [cm]		Tensione in comb. Rara
Altezza	H 34 [cm]		$f_{yd,rara}$ 360 [Mpa]
Coprifetto asse armatura compressa	$c'$ 5.4 [cm]	<b>Calcestruzzo</b>	
Coprifetto asse armatura tesa	c 5.4 [cm]	C32/40	$f_{ck}$ 32 [Mpa]
Altezza utile	d 28.6 [cm]		$\gamma_c$ 1.5
			$\alpha_{cc}$ 0.85
			$E_c$ 33346 [Mpa]
			Tensione in comb. Rara
			$\epsilon_{cu}$ 0.35%
			Tensione in comb. Q. P.
			$f_{cd,rara}$ 18.1 [Mpa]
			$f_{cd,Q.P.}$ 19.2 [Mpa]
			$f_{cd,Q.F.}$ 0.45 [Mpa]

**VERIFICA FLESSIONE SLU**

CALCOLA  $M_{Rd}$

x 5.17  
x/d 0.181  
es 1.58%

Rottura lato calcestruzzo - Acciaio snervato

$N_{Ed}$	0 [kN]		$n^*$	$\phi$	Area		$n^*$	$\phi$	Area	
$M_{Ed}$	116.89 [kNm]		Armatura compressa	6.06	14	9.33	Armatura Tesa	6.06	14	9.33
$M_{Rd}$	194.1 [kNm]	60%								
$\sigma_s$	-32 [Mpa]			A's	9.33 [cm <sup>2</sup> ]		As	18.66 [cm <sup>2</sup> ]		
$\sigma_s$	391 [Mpa]		$\mu=A's/A_s$	50.00%	$\rho=A's/bd$	0.27%	OK	$\rho=As/bd$	0.55%	OK
							$\rho_{min}$	0.17%	$\rho_{max}$	1.05%

L'armatura integrativa è costituita da  $\phi 16/16,5$  oltre l'armatura di base. Le verifiche a SLU risultano soddisfatte.

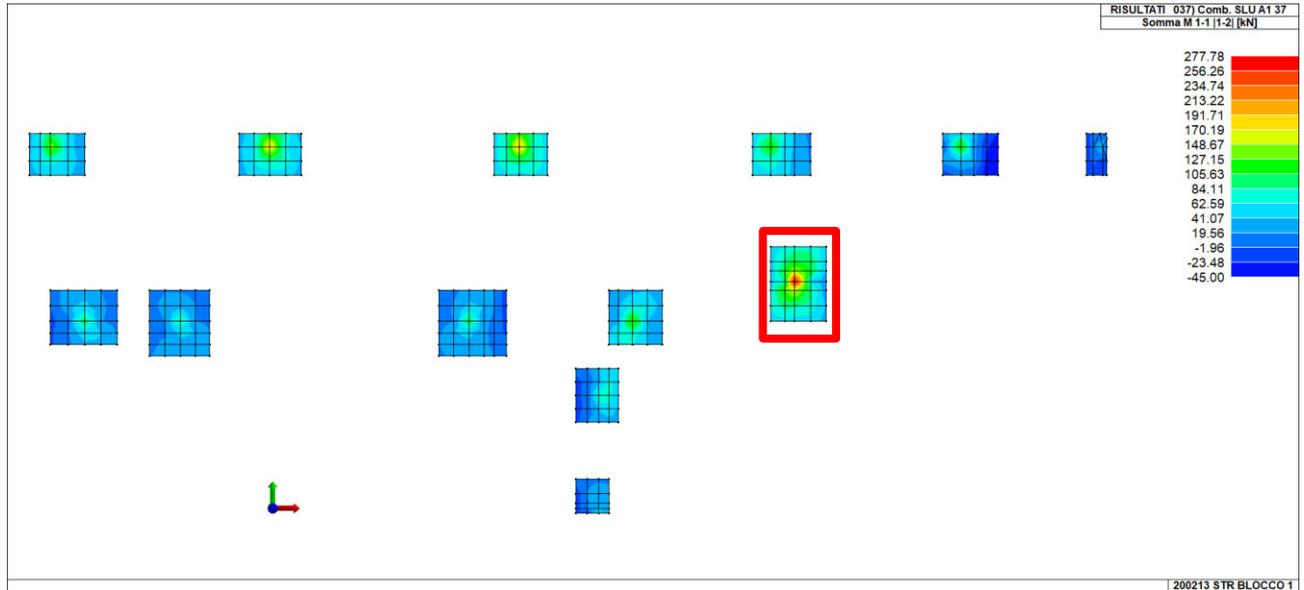




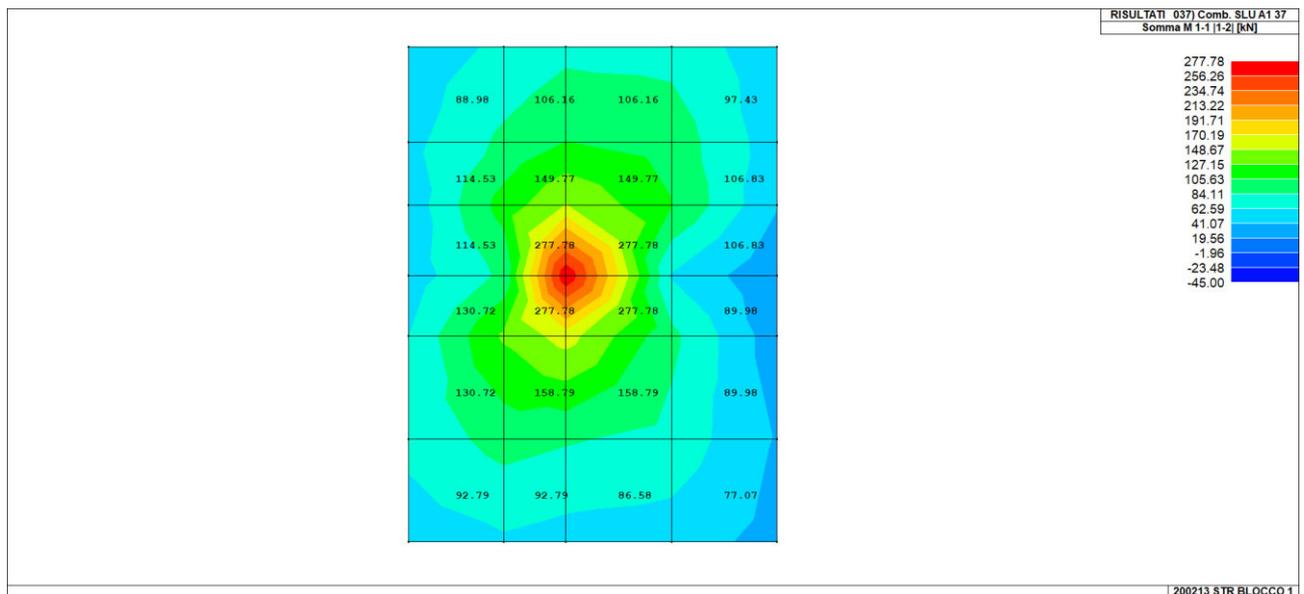
**25.4 VERIFICA ZONA 4 - VERIFICA ARMATURA DI BASE + INTEGRATIVA**

Si riportano le zone dove si hanno le sollecitazioni maggiori. L'armatura superiore è costituita da  $\phi 16/8,25$  mentre inferiormente non è richiesta armatura integrativa. Si riportano le verifiche delle zone più sollecitate.

**25.4.1 SOLLECITAZIONI POSITIVE MASSIME**



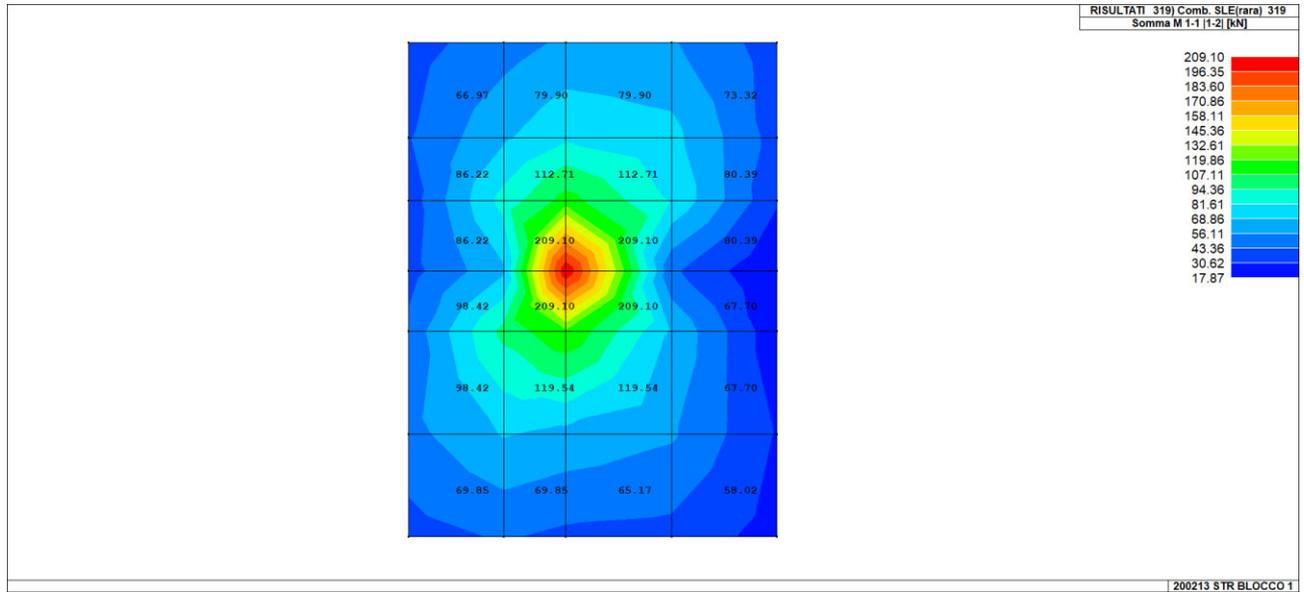
**MOMENTO MAX SLU**



Il momento di calcolo considerato è pari a 277,78 kNm/m

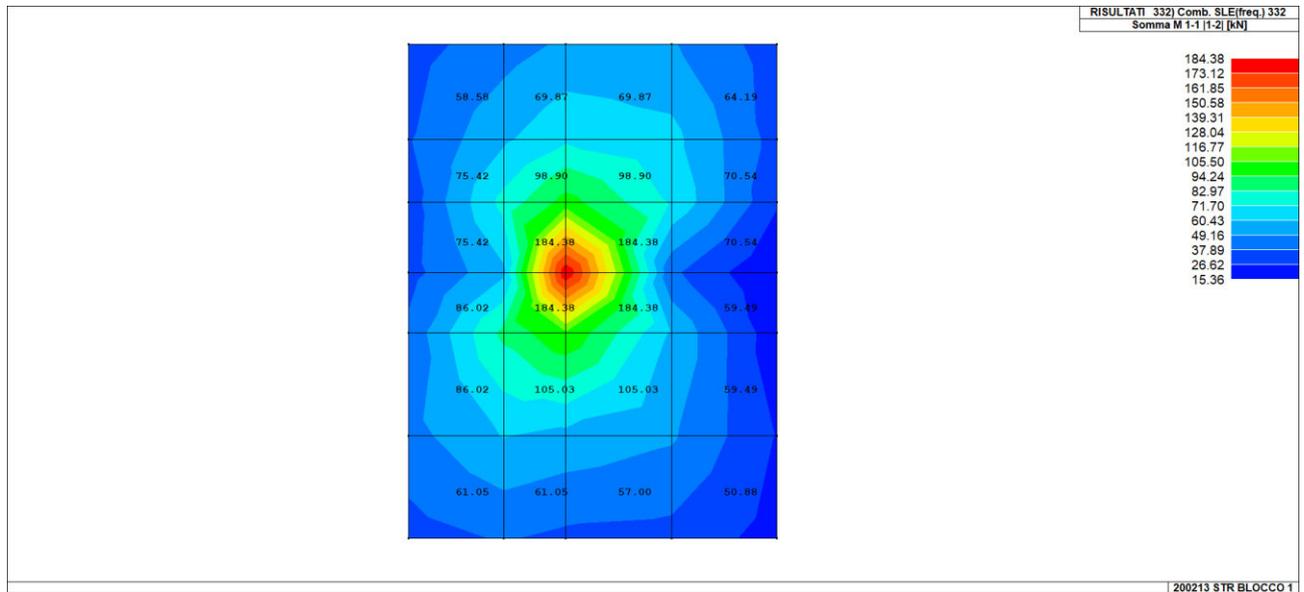


MOMENTO MAX SLE - RARA



Il momento di calcolo è considerato è pari a 209,10 kNm/m

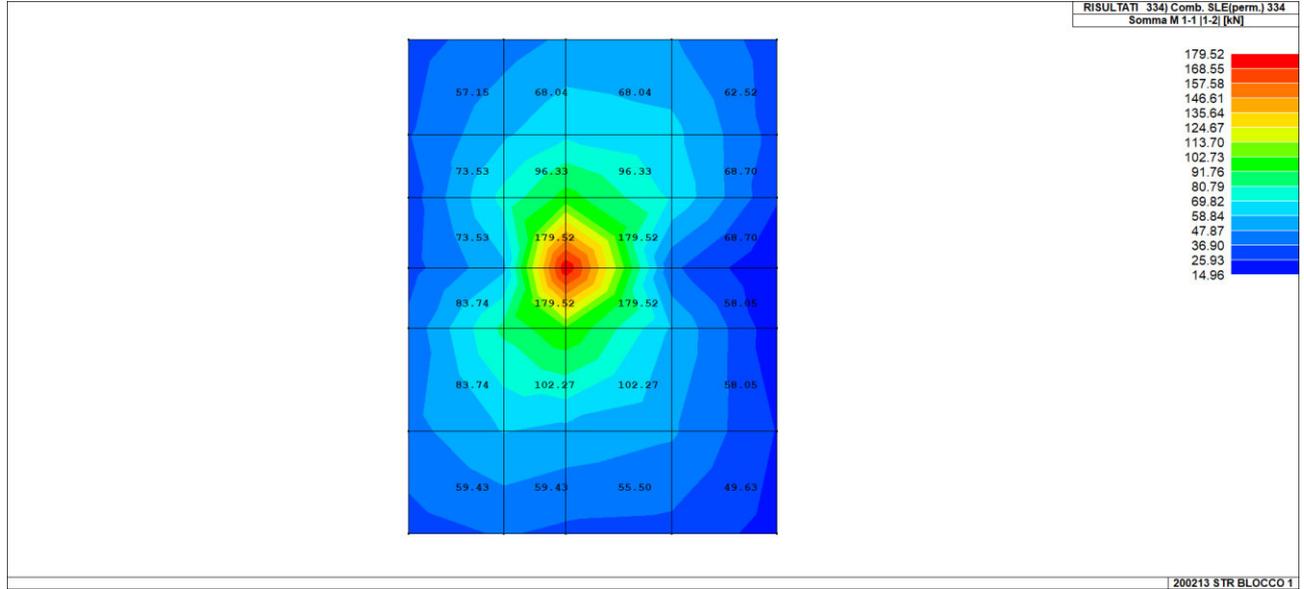
MOMENTO MAX SLE - FREQUENTE



Il momento di calcolo è considerato pari a 184,38 kNm/m



MOMENTO MAX SLE - QUASI PERMANENTE



Il momento di calcolo considerato è pari a 179,52 kNm/m

Di seguito le verifiche effettuate:

VERIFICA SLU

VERIFICA TRAVE SLU SLE												
VERIFICA SOLETTA P3 SP. 34cm - ARMATURA INTEGRATIVA SUPERIORE ZONA 4												
SEZIONE					MATERIALI							
Larghezza trave	$b_d$	100	[cm]	Acciaio	$f_{yk}$	450	[Mpa]	$\gamma_s$	1,15	$f_{yd}$	391,3	[Mpa]
Altezza	H	34	[cm]	B450C	$E_s$	210000	[Mpa]			$\epsilon_s$	0,19%	
Coprifetto asse armatura compressa	$c'$	5,4	[cm]	Calcestruzzo	$f_{ck}$	32	[Mpa]	Tensione in comb. Rara		$f_{yd,rara}$	360	[Mpa]
Coprifetto asse armatura tesa	c	5,4	[cm]	C32/40	$R_{ck}$	40	[Mpa]	$\gamma_c$	1,5	$f_{ctd}$	18,1	[Mpa]
Altezza utile	d	28,6	[cm]		$E_c$	33346	[Mpa]	$\alpha_{cc}$	0,85	$f_{ctm}$	3,0	[Mpa]
					$\epsilon_{cu}$	0,35%		Tensione in comb. Rara		$f_{od,rara}$	19,2	[Mpa]
								Tensione in comb. Q. P.		$f_{od,Q.P.}$	0,45	[Mpa]
VERIFICA FLESSIONE SLU												
CALCOLA $M_{Rd}$												
x	7,62			$N_{Rd}$								
x/d	0,266											
es	0,96%											
Rottura lato calcestruzzo - Acciaio snervato												
$N_{Ed}$	0	[kN]		Armatura compressa	$n^*$	6,06	$\phi$	14	Area	9,33		
$M_{Ed}$	277,78	[kNm]		Armatura tesa	$n^*$	12,12	$\phi$	16	Area	24,37		
$M_{Rd}$	330,9	[kNm]	84%									
$\sigma_s$	214	[Mpa]			A's	9,33	[cm <sup>2</sup> ]		As	33,70	[cm <sup>2</sup> ]	
$\sigma_c$	391	[Mpa]		$\mu=A's/As$	27,68%	$\rho=A's/bd$	0,27%	OK	$\rho=As/bd$	0,99%	OK	
									$\rho_{min}$	0,17%	$\rho_{max}$	1,05%

L'armatura integrativa superiore è costituita da una maglia di  $\phi 16/8,25$  in entrambe le direzioni. **Le verifiche a SLU risultano soddisfatte.**



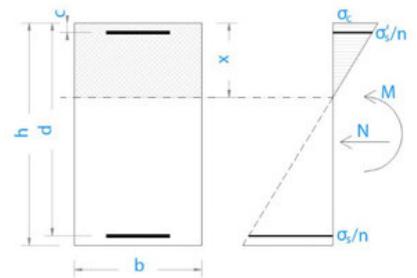
VERIFICHE SLE

VERIFICA SLE					
Coefficiente di omogenizzazione	$n_0$	15			
<b>Sezione interamente reagente</b>					
Asse neutro	$x$	17.82 [cm]			
Inerzia sezione interamente reagente	$I$	412437 [cm <sup>4</sup> ]			
Momento prima fessurazione	$M_{cr}$	77 [kNm]			
<b>Sezione fessurata</b>					
Asse neutro	$x_p$	11.7 [cm]			
Inerzia sezione parzializzata	$I_p$	194399 [cm <sup>4</sup> ]			
Tensione armatura in trazione	$\sigma_s$	101 [Mpa]			
Altezza efficace calcestr. zona tesa	$h_{c,ef}$	5.4 [cm]			
Area di calcestruzzo nella zona tesa	$A_{ct}$	539 [cm <sup>2</sup> ]	k1	0.8	
Armatura minima per fessurazione	$A_{s,min}$	16.19 [cm <sup>2</sup> ]	k2	0.5	
percentuale armatura minima	$\rho_{s,min}$	0.06 [-]	k3	3.4	
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	139 [mm]	k4	0.425	
<b>Combinazione rara</b>					
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	209.1 [kNm]			
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	12.5 [Mpa]			Limitazione tensioni <b>0.65</b>
Tensione armatura sup	$\sigma_s'$	-101			<b>0.28</b>
Tensione armatura inf	$\sigma_s$	273 [Mpa]			<b>0.76</b>
Deformazione unitaria	$\epsilon_{s,m}$	0.12% [-]			
Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	<b>0.276</b> [mm]			
<b>Combinazione frequente</b>					
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	184.38 [kNm]			
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	11.1 [Mpa]			
Tensione armatura sup	$\sigma_s'$	-89			
Tensione armatura inf	$\sigma_s$	241 [Mpa]			
Deformazione unitaria	$\epsilon_{s,m}$	0.10% [-]			
Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	<b>0.240</b> [mm]			
<b>Combinazione quasi permanente</b>					
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	179.52 [kNm]			
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	10.8 [Mpa]			Limitazione tensioni <b>0.75</b>
Tensione armatura sup	$\sigma_s'$	-87			
Tensione armatura inf	$\sigma_s$	235 [Mpa]			
Deformazione unitaria	$\epsilon_{s,m}$	0.10% [-]			
Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	<b>0.233</b> [mm]			

L'ampiezza delle fessure e le tensioni in esercizio risultano minori dei limiti di normativa pertanto le verifiche a SLE risultano soddisfatte.

VERIFICA CAMPO ELASTICO

VERIFICA SEZIONE CAMPO ELASTICO					
Diagramma calcestruzzo		triangolo-rett.			
Deformazione elastica	$\epsilon_{cy}$	0.18% [-]			
Modulo elastico calcestruzzo	$E_{cy}$	10362 [Mpa]		$f_{cd}/E_{cy}$	
Coefficiente di omogenizzazione	$n_0$	20 [-]		$E_s/E_{cy}$	
Asse neutro	$x$	13 [cm]			
Inerzia sezione	$I$	241392 [cm <sup>4</sup> ]			
tensione calcestruzzo	$\sigma_c$	-14.72 [Mpa]		$< f_{cd}$	<b>OK</b>
tensione acciaio superiore	$\sigma_s'$	-172 [Mpa]		$< f_{yd}$	<b>OK</b>
Deformazione acciaio superiore	$\epsilon_s'$	0.08% [Mpa]		$< 0.186\%$	<b>OK</b>
tensione acciaio inferiore	$\sigma_s$	369 [Mpa]		$< f_{yd}$	<b>OK</b>
Deformazione acciaio inferiore	$\epsilon_s$	0.176% [Mpa]		$< 0.186\%$	<b>OK</b>

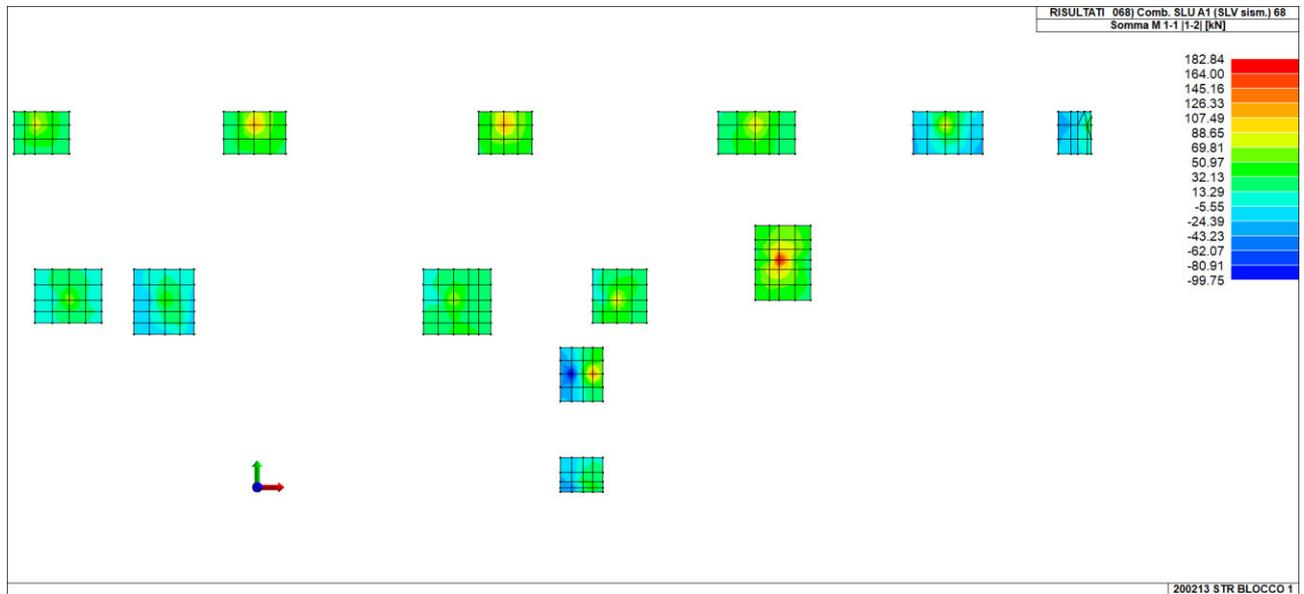


La sezione si trova in campo elastico.



25.4.2

SOLLECITAZIONI NEGATIVE MASSIME



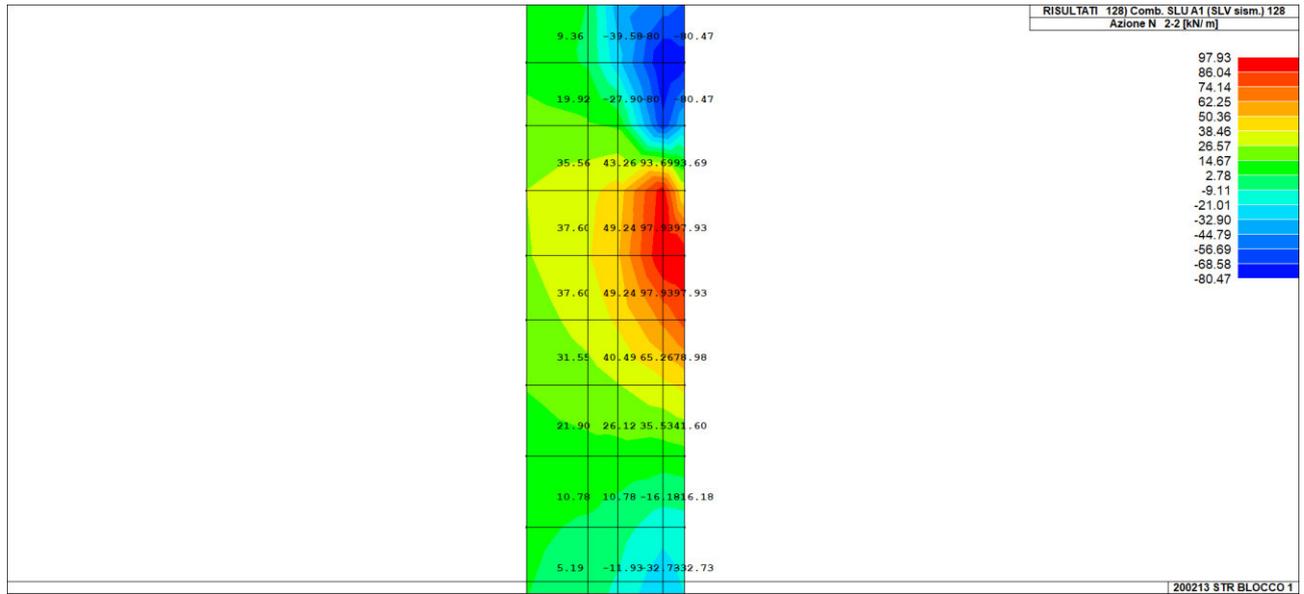
Essendo il momento negativo massimo pari a 105,71 kNm non c'è necessita di armatura integrativa.



**25.5 VERIFICA ZONA 5 - VERIFICA ARMATURA DI BASE + INTEGRATIVA**

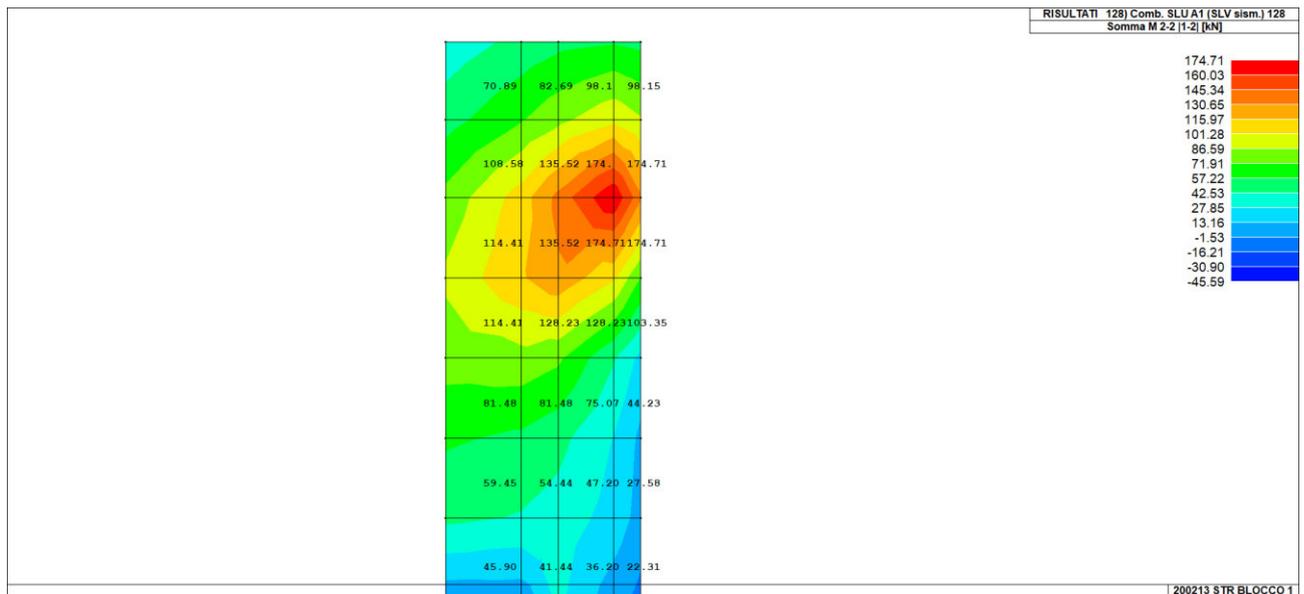
È la zona di collegamento tra la soletta e il setto. Pertanto nella soletta viene disposta un'armatura integrativa pari a  $\phi 14/16,5$  superiore ed inferiore in entrambe le direzioni.

**TRAZIONE MASSIMA**



La trazione massima è pari a 97,93 kN

**MOMENTO SLU**



Il momento agente è pari a 174,71 kNm



Di seguito le verifiche effettuate:

VERIFICA SLU

VERIFICA TRAVE SLU SLE		VERIFICA COLLEGAMENTO SOLETTA SETTO		MATERIALI			
SEZIONE				Acciaio	$f_{yk}$ 450 [Mpa]	$v_s$ 1.15	$f_{yd}$ 391.3 [Mpa]
				B450C	$E_s$ 210000 [Mpa]		$\epsilon_s$ 0.19%
Larghezza trave	$b_d$ 100 [cm]			Calcestruzzo		Tensione in comb. Rara	$f_{yd,rara}$ 360 [Mpa]
Altezza	H 34 [cm]			C32/40	$f_{ck}$ 32 [Mpa]	$\gamma_c$ 1.5	$f_{cd}$ 18.1 [Mpa]
Copriferro asse armatura compressa	$c'$ 5.4 [cm]				$R_{ck}$ 40 [Mpa]	$\alpha_{cc}$ 0.85	$f_{ctm}$ 3.0 [Mpa]
Copriferro asse armatura tesa	c 5.4 [cm]				$E_c$ 33346 [Mpa]	Tensione in comb. Rara	$f_{od,rara}$ 19.2 [Mpa]
Altezza utile	d 28.6 [cm]				$\epsilon_{cu}$ 0.35%	Tensione in comb. Q. P.	$f_{cd-Q.P.}$ 0.45 [Mpa]

VERIFICA FLESSIONE SLU	
CALCOLA $M_{ed}$	
x	5.02
x/d	0.175
$\epsilon_s$	1.65%
Rottura lato calcestruzzo - Acciaio snervato	

$N_{ed}$	$M_{ed}$	$M_{Rd}$	$\sigma'_s$	$\sigma_s$
-97.93 [kN]	174.71 [kNm]	182.4 [kNm]	-56 [Mpa]	391 [Mpa]

Armatura compressa	n'	$\phi$	Area	Armatura Tesa	n'	$\phi$	Area
	6.06	14	9.33		6.06	14	9.33
	6.06	14	9.33		6.06	14	9.33

$\mu=A's/As$	100.00%	$\rho=A's/bd$	0.55%	OK

L'armatura integrativa superiore è costituita da una maglia di  $\phi 14/16,5$  in entrambe le direzioni. **Le verifiche a SLU risultano soddisfatte.**

VERIFICA CAMPO ELASTICO

VERIFICA SEZIONE CAMPO ELASTICO	
Diagramma calcestruzzo	triangolo-rett.
Deformazione elastica	$\epsilon_{cy}$ 0.18% [-]
Modulo elastico calcestruzzo	$E_{cy}$ 10362 [Mpa]
Coefficiente di omogenizzazione	$n_0$ 20 [-]
Asse neutro	x 10 [cm]
Inerzia sezione	I 172099 [cm <sup>4</sup> ]
tensione calcestruzzo	$\sigma_c$ -10.03 [Mpa] < $f_{cd}$ OK
tensione acciaio superiore	$\sigma'_s$ -92 [Mpa] < $f_{yd}$ OK
Deformazione acciaio superiore	$\epsilon'_s$ 0.04% [Mpa] < 0.186% OK
tensione acciaio inferiore	$\sigma_s$ 385 [Mpa] < $f_{yd}$ OK
Deformazione acciaio inferiore	$\epsilon_s$ 0.183% [Mpa] < 0.186% OK

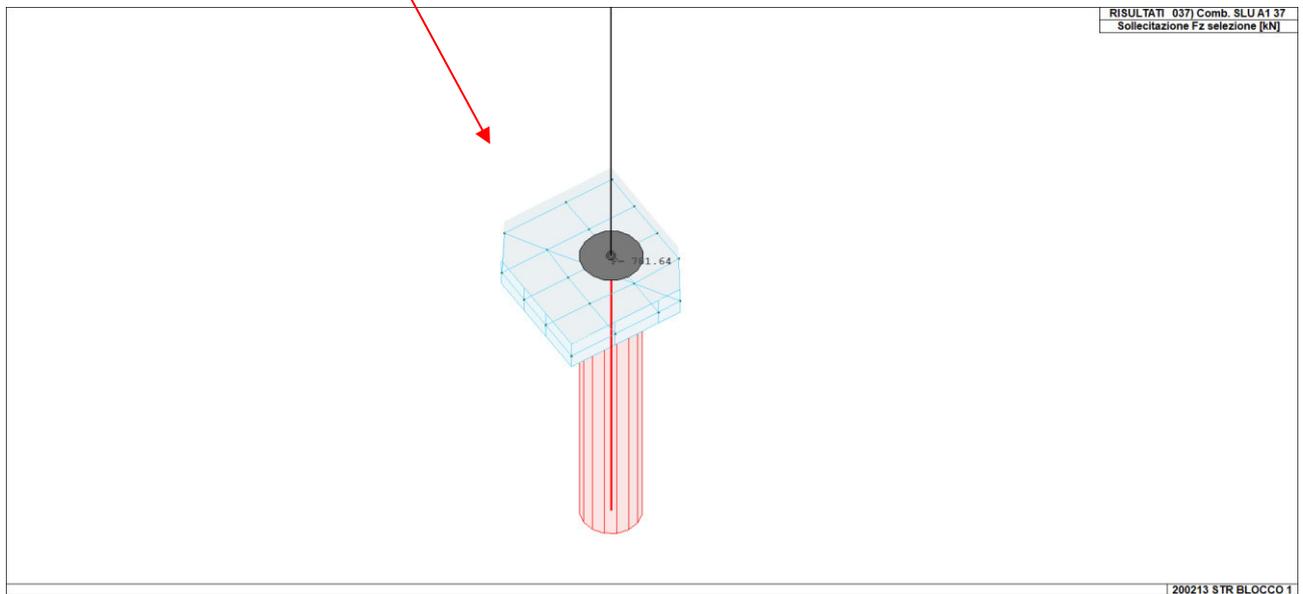
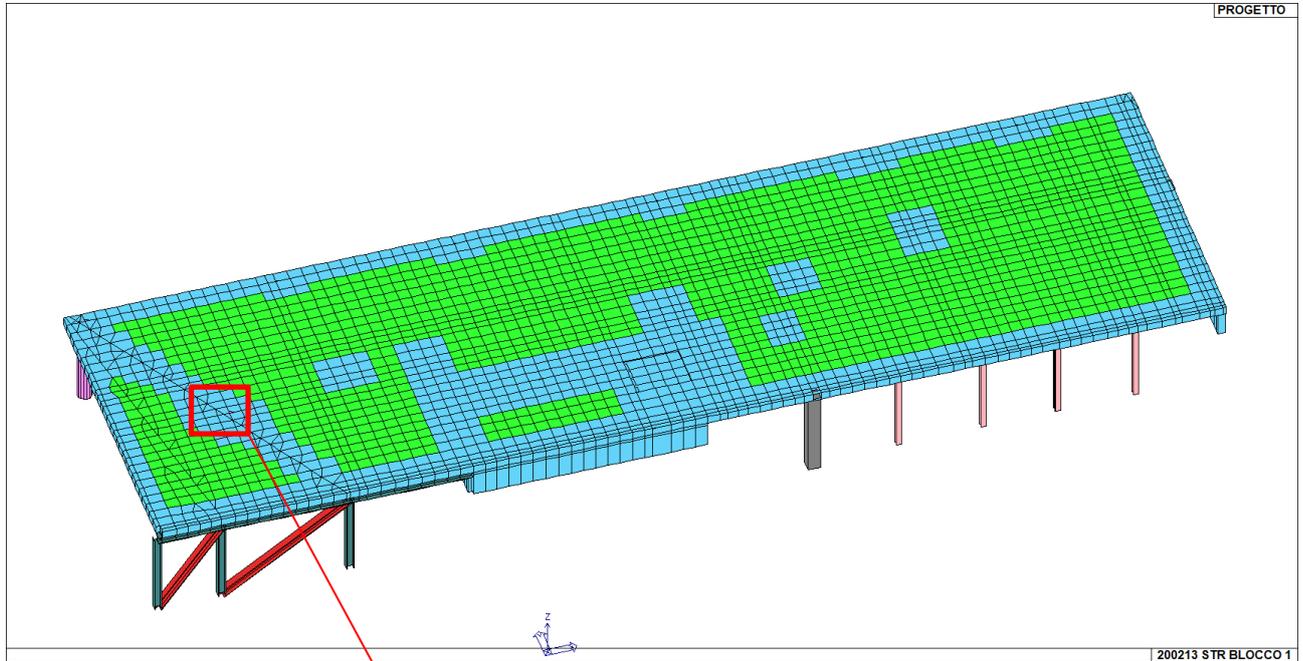
**La sezione si trova in campo elastico.**

Inoltre per garantire il trasferimento dello sforzo di trazione sono state inserite 3+3 $\phi 20$  barre tra setto e soletta. Si rimanda agli elaborati esecutivi per i dettagli.



25.6 VERIFICA PUNZONAMENTO

25.6.1 PUNZONAMENTO PILASTRO CENTRALE

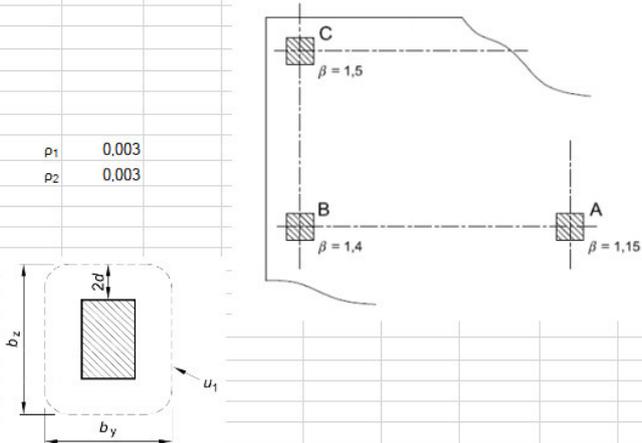


Sul pilastro più sollecitato centrale agisce una N pari a 781,84 kN



Si riportano le verifiche effettuate:

VERIFICA PUNZONAMENTO UNI EN 1992-1-1:2005 par 6.4 e 9.4.3		FONDAZIONE PILASTRO 60x60		MATERIALI								
<b>pilastro interno</b>	$\beta$	1,15	[-]	<b>Acciaio</b> B450C	$f_{yk}$	450	[Mpa]	$\nu_s$	1,15	$f_{yd}$	391,3	[Mpa]
					$E_s$	210000	[Mpa]			$\epsilon_s$	0,19%	
Dimensione pilastro <i>perpend</i> bordo	$c_1$	60	[cm]	<b>Calcestruzzo</b> C32/40	$f_{ck}$	32	[Mpa]	$\gamma_c$	1,5	$f_{cd}$	18,1	[Mpa]
Dimensione pilastro <i>parall</i> bordo	$c_2$	60	[cm]		$R_{ck}$	40	[Mpa]	$\alpha_{cc}$	0,85	$f_{ctm}$	3,0	[Mpa]
Perimetro pilastro	$u_0$	240	[cm]		$E_c$	33346	[Mpa]			$\epsilon_{cu}$	0,35%	
Altezza sezione	H	34	[cm]									
Copriferro	c	5,4	[cm]									
Altezza utile sezione	d	28,6	[cm]									
Perimetro a distanza 2d	$u_1$	599	[cm]									
Coefficiente	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]									
Coefficiente	k	1,84	[-]									
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	781,84	[kN]									
Area armatura dir1	$A_s$	9,33	[cm <sup>2</sup> ]	$\rho_1$	0,003							
Area armatura dir2	$A_s$	9,33	[cm <sup>2</sup> ]	$\rho_2$	0,003							
Percentuale armatura medio	$\rho$	0,003	[-]									
<b>Verifica filo pilastro</b>												
Perimetro pilastro	$u_0$	240	[cm]									
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	1,31	[Mpa]									
Coefficiente	v	0,61	[-]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,max}$	5,53	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,max}$	0,24		<b>VERIFICATO</b>								
<b>Verifica a distanza 2d</b>												
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	0,52	[Mpa]									
	$v_{min}$	0,49	[Mpa]									
	$V_{Rd,c}$	0,48	[Mpa]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,c}$	0,49	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,c}$	1,06		<b>ARMATURA NECESSARIA</b>								



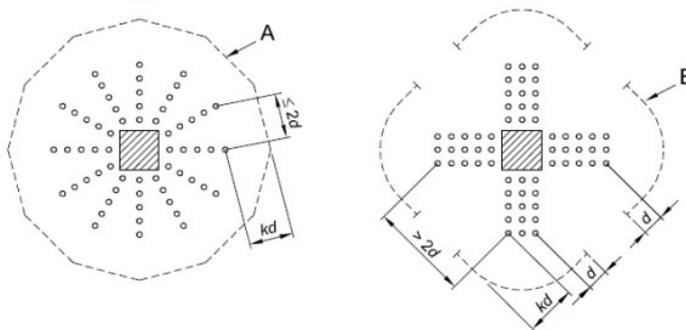
**È necessaria armatura a punzonamento.**

Si riporta il calcolo degli spilli:

<b>Armatura punzonamento</b>									
Distanza massima spilli 0.75d	$s_{r,max}$	21,5	[cm]		Diametro spilli	$\phi$	10	[mm]	
Distanza spilli	$s_r$	20	[cm]	OK	Numero spilli serie su perimetro	n	8	[-]	
Distanza min. della prima serie dal pil	$a_{1min}$	8,6	[cm]		Minimo numero totale spilli	$n_{Tot,min}$	24	[-]	
Distanza max. della prima serie dal pil	$a_{1max}$	14,3	[cm]		Inclinazione armature	$\alpha$	90	[°]	
Distanza spilli dal pilastro	$a_1$	10	[cm]	OK	Area totale armatura taglio	$A_{sw}$	1885	[mm <sup>2</sup> ]	
					Resistenza di progetto efficace acc	$f_{ywd}$	321,5	[Mpa]	
Perimetro lungo il quale arm. non nec.	$u_{out}$	638,1	[cm]						
Distanza max dal pilastro	$a_u$	20,46	[cm]		Resistenza a punzonamento	$V_{Rd,cs}$	1,13	[Mpa]	
						$V_{Ed}/V_{Rd,cs}$	0,47		<b>VERIFICATO</b>
Numero di serie spilli	n	3	[-]						
Distanza ultima serie spilli	$a_{ud}$	50	[cm]	OK					

Legenda

- A Perimetro  $u_{out}$
- B Perimetro  $u_{out,ef}$

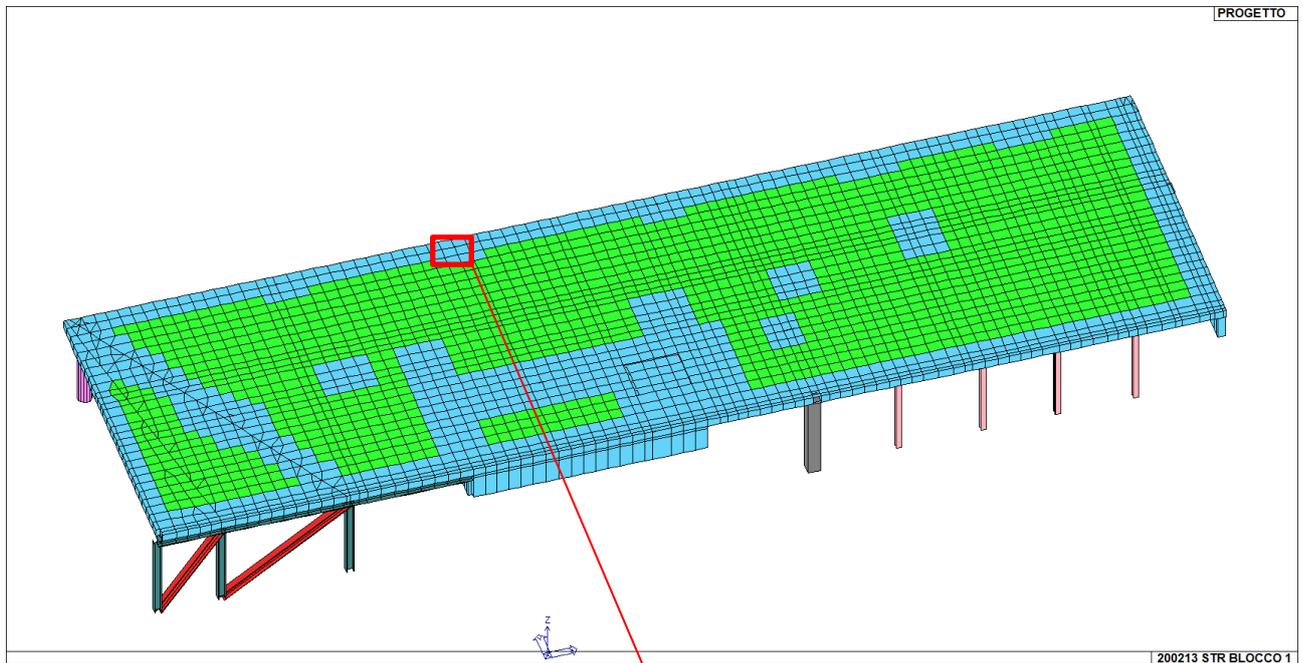


**Con l'inserimento degli spilli l'armatura a punzonamento risulta soddisfatta.**

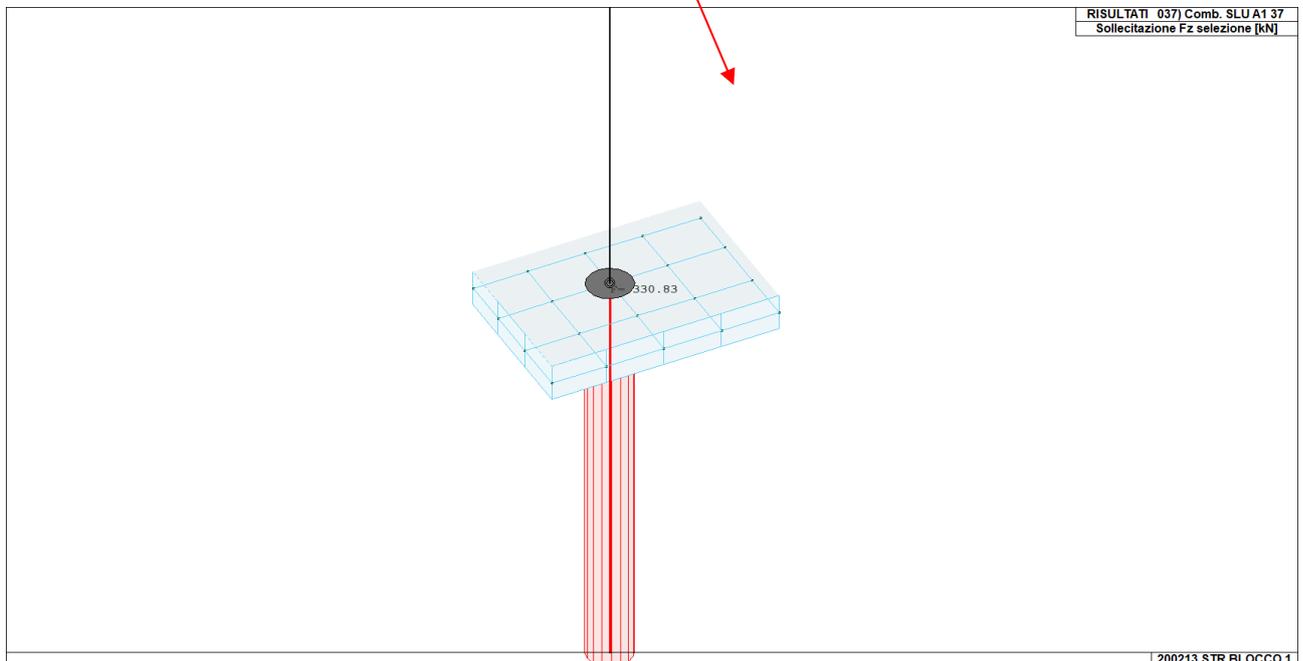


25.6.2

PUNZONAMENTO PILASTRO DI BORDO



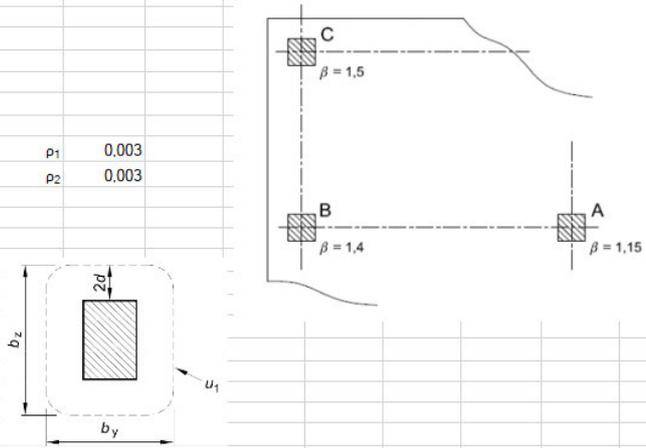
Per pilastro di bordo la reazione massima è pari 330,83 kN.





Si riportano le verifiche effettuate:

VERIFICA PUNZONAMENTO UNI EN 1992-1-1:2005 par 6.4 e 9.4.3		FONDAZIONE PILASTRO D50		MATERIALI								
<b>pilastro di bordo</b>	$\beta$	1.4	[-]	<b>Acciaio</b>	$f_{yk}$	450	[Mpa]	$\nu_s$	1.15	$f_{yd}$	391.3	[Mpa]
				B450C	$E_s$	210000	[Mpa]			$\epsilon_s$	0.19%	
Dimensione pilastro <i>perpend</i> bordo	$c_1$	40	[cm]	<b>Calcestruzzo</b>								
Dimensione pilastro <i>parall</i> bordo	$c_2$	40	[cm]	C32/40	$f_{ck}$	32	[Mpa]	$\gamma_c$	1.5	$f_{cd}$	18.1	[Mpa]
Perimetro pilastro	$u_0$	120	[cm]		$R_{ck}$	40	[Mpa]	$\alpha_{cc}$	0.85	$f_{ctm}$	3.0	[Mpa]
Altezza sezione	H	34	[cm]		$E_c$	33346	[Mpa]					
Copriferro	c	5.4	[cm]		$\epsilon_{cu}$	0.35%						
Altezza utile sezione	d	28.6	[cm]									
Perimetro a distanza 2d	$u_1$	300	[cm]									
Coefficiente	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]									
Coefficiente	k	1.84	[-]									
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	330.83	[kN]									
Area armatura dir1	$A_{s1}$	9.33	[cm <sup>2</sup> ]	$\rho_1$	0.003							
Area armatura dir2	$A_{s2}$	9.33	[cm <sup>2</sup> ]	$\rho_2$	0.003							
Percentuale armatura medio	$\rho$	0.003	[-]									
<b>Verifica filo pilastro</b>												
Perimetro pilastro	$u_0$	120	[cm]									
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	1.35	[Mpa]									
Coefficiente	v	0.61	[-]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,max}$	5.53	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,max}$	0.24	<b>VERIFICATO</b>									
<b>Verifica a distanza 2d</b>												
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	0.54	[Mpa]									
	$v_{min}$	0.49	[Mpa]									
	$V_{Rd,c}$	0.48	[Mpa]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,c}$	0.49	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,c}$	1.10	<b>ARMATURA NECESSARIA</b>									



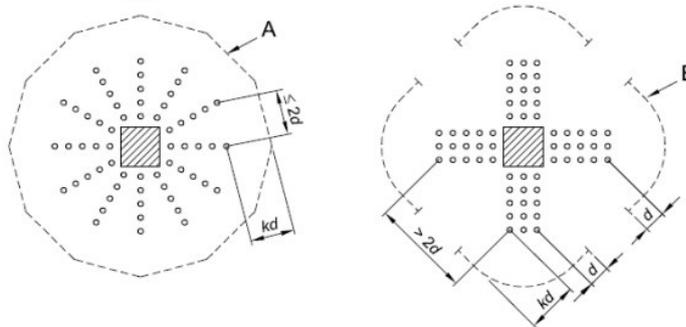
**È necessaria armatura a punzonamento.**

Si riporta il calcolo degli spilli:

<b>Armatura punzonamento</b>									
Distanza massima spilli 0,75d	$s_{r,max}$	21.5	[cm]		Diametro spilli	$\phi$	10	[mm]	
Distanza spilli	$s_r$	20	[cm]	OK	Numero spilli serie su perimetro	n	5	[-]	
Distanza min. della prima serie dal pil	$a_{1,min}$	8.6	[cm]		Minimo numero totale spilli	$n_{Tot,min}$	15	[-]	
Distanza max. della prima serie dal pil	$a_{1,max}$	14.3	[cm]		Inclinazione armature	$\alpha$	90	[°]	
Distanza spilli dal pilastro	$a_1$	10	[cm]	OK	Area totale armatura taglio	$A_{sw}$	1178	[mm <sup>2</sup> ]	
Perimetro lungo il quale arm. non nec.	$u_{out}$	328.7	[cm]		Resistenza di progetto efficace acc	$f_{ywd}$	321.5	[Mpa]	
Distanza max dal pilastro	$a_u$	26.85	[cm]		Resistenza a punzonamento	$V_{Rd,cs}$	1.32	[Mpa]	
Numero di serie spilli	n	3	[-]		$V_{Ed}/V_{Rd,cs}$	0.41	<b>VERIFICATO</b>		
Distanza ultima serie spilli	$a_{ud}$	50	[cm]	OK					

Legenda

- A Perimetro  $u_{out}$
- B Perimetro  $u_{out,ef}$

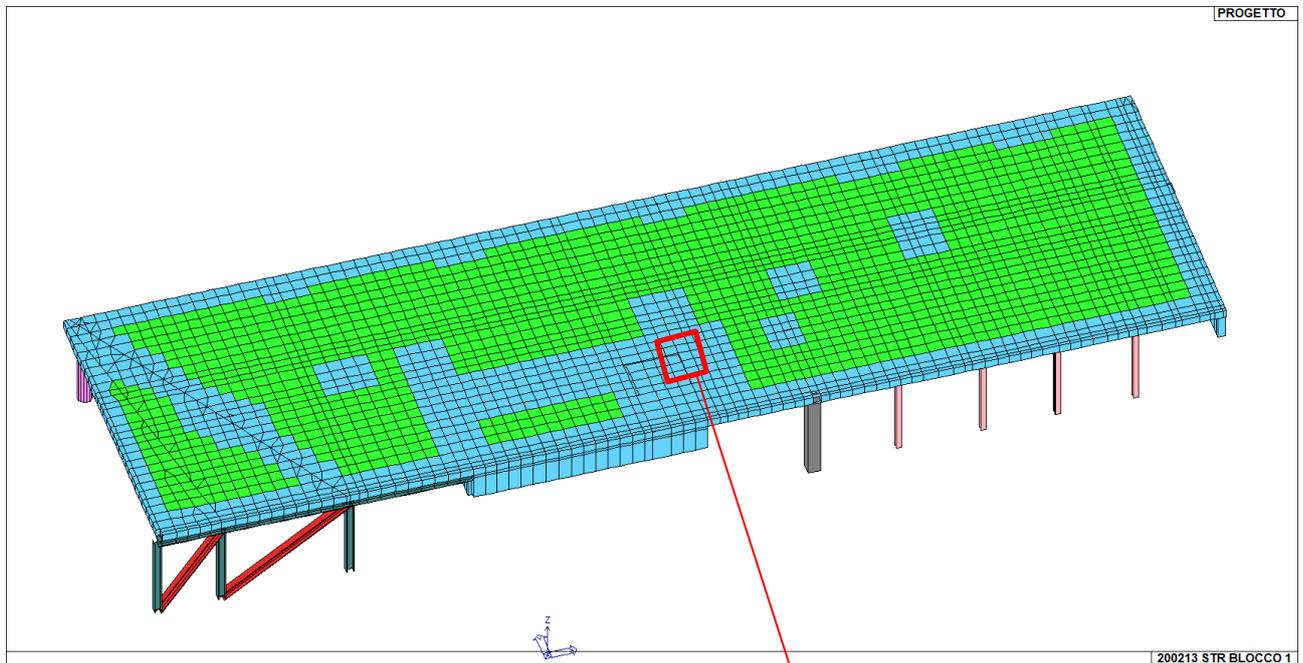


**Con l'inserimento degli spilli l'armatura a punzonamento risulta soddisfatta.**

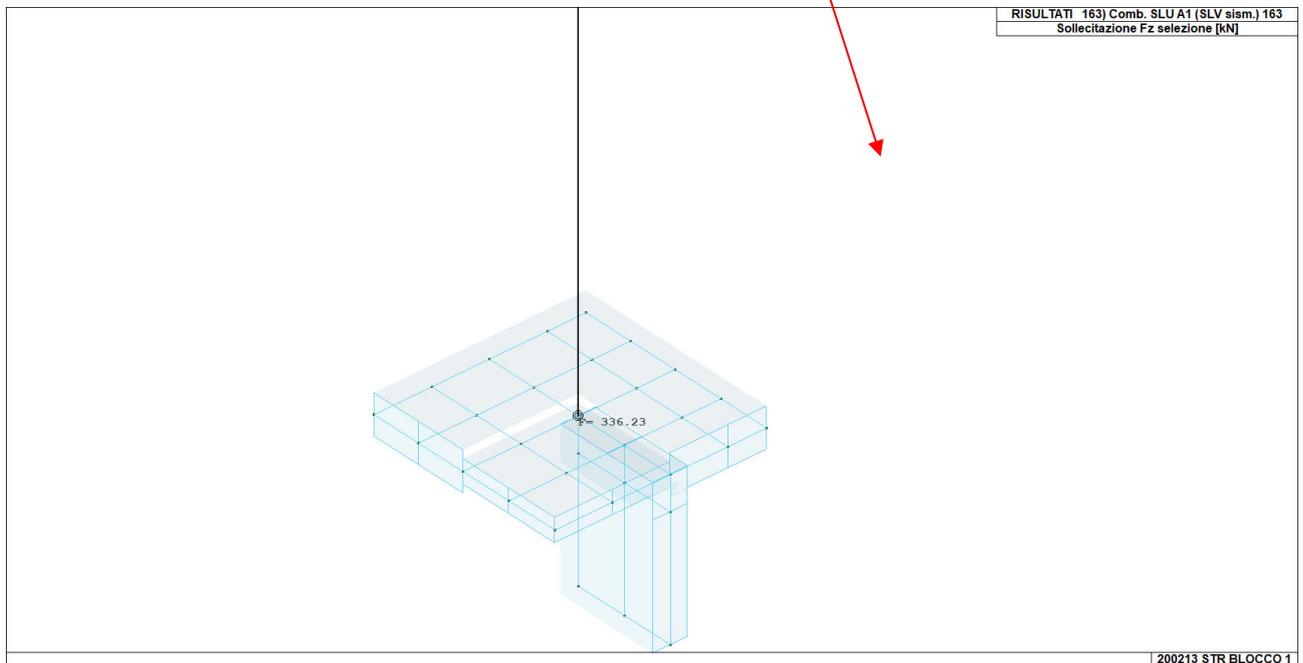


25.6.3

PUNZONAMENTO SPIGOLO SETTO



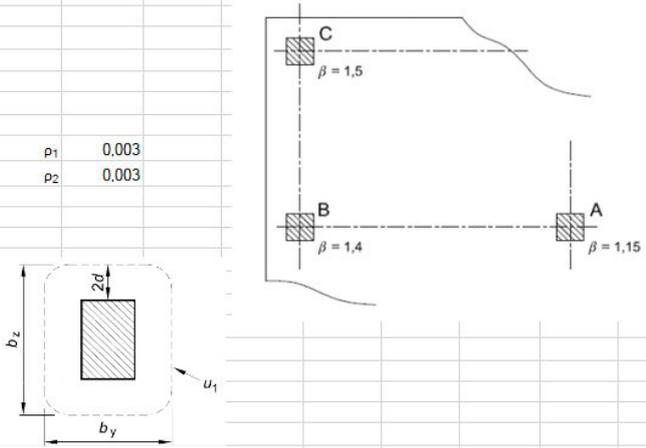
Per i setti la reazione massima sullo spigolo è pari 336.23 kN.





Si riportano le verifiche effettuate:

VERIFICA PUNZONAMENTO UNI EN 1992-1-1:2005 par 6.4 e 9.4.3		FONDAZIONE SPIGOLO SETTO		MATERIALI								
<b>pilastro d'angolo</b>	$\beta$	1,5	[-]	<b>Acciaio</b>	$f_{yk}$	450	[Mpa]	$v_s$	1,15	$f_{yd}$	391,3	[Mpa]
				B450C	$E_s$	210000	[Mpa]			$\epsilon_s$	0,19%	
Dimensione pilastro <i>perpend</i> bordo	c1	30	[cm]	<b>Calcestruzzo</b>								
Dimensione pilastro <i>parall</i> bordo	c2	30	[cm]	C32/40	$f_{ck}$	32	[Mpa]	$\gamma_c$	1,5	$f_{cd}$	18,1	[Mpa]
Perimetro pilastro	$u_0$	60	[cm]		$R_{ck}$	40	[Mpa]	$\alpha_{cc}$	0,85	$f_{ctm}$	3,0	[Mpa]
Altezza sezione	H	34	[cm]		$E_c$	33346	[Mpa]					
Copriferro	c	5,4	[cm]		$\epsilon_{cu}$	0,35%						
Altezza utile sezione	d	28,6	[cm]									
Perimetro a distanza 2d	$u_1$	150	[cm]									
Coefficiente	$C_{Rd,c}$	0,12	[-]									
Coefficiente	k	1,84	[-]									
Taglio sollecitante	$V_{ed}$	336,23	[kN]									
Area armatura dir1	$A_s$	9,33	[cm <sup>2</sup> ]	$\rho_1$	0,003							
Area armatura dir2	$A_s$	9,33	[cm <sup>2</sup> ]	$\rho_2$	0,003							
Percentuale armatura medio	$\rho$	0,003	[-]									
<b>Verifica filo pilastro</b>												
Perimetro pilastro	$u_0$	60	[cm]									
Taglio sollecitante	$V_{ed}$	2,94	[Mpa]									
Coefficiente	v	0,61	[-]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,max}$	5,53	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,max}$	0,53	<b>VERIFICATO</b>									
<b>Verifica a distanza 2d</b>												
Taglio sollecitante	$V_{ed}$	1,18	[Mpa]									
	$v_{min}$	0,49	[Mpa]									
	$V_{Rd,c}$	0,48	[Mpa]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,c}$	0,49	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,c}$	2,39	<b>ARMATURA NECESSARIA</b>									

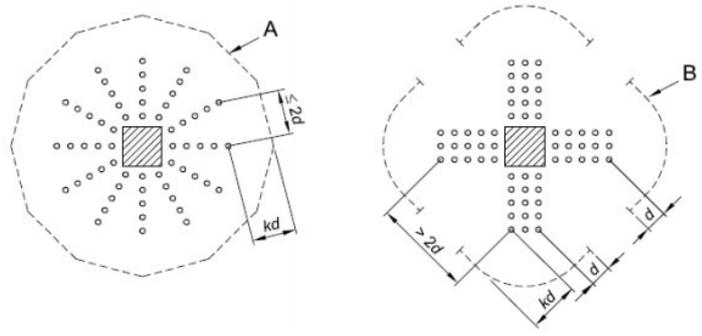


È necessaria armatura a punzonamento.

Si riporta il calcolo degli spilli:

<b>Armatura punzonamento</b>									
Distanza massima spilli 0,75d	$s_{r,max}$	21,5	[cm]		Diametro spilli	$\phi$	10	[mm]	
Distanza spilli	$s_r$	20	[cm]	OK	Numero spilli serie su perimetro	n	5	[-]	
Distanza min. della prima serie dal pil	$a_{1,min}$	8,6	[cm]		Minimo numero totale spilli	$n_{Tot,min}$	15	[-]	
Distanza max. della prima serie dal pil	$a_{1,max}$	14,3	[cm]		Inclinazione armature	$\alpha$	90	[°]	
Distanza spilli dal pilastro	$a_1$	10	[cm]	OK	Area totale armatura taglio	$A_{sw}$	1178	[mm <sup>2</sup> ]	
Perimetro lungo il quale arm. non nec.	$u_{out}$	358,0	[cm]		Resistenza di progetto efficace acc	$f_{ywd}$	321,5	[Mpa]	
Distanza max dal pilastro	$a_u$	37,87	[cm]		Resistenza a punzonamento	$V_{Rd,cs}$	2,27	[Mpa]	
Numero di serie spilli	n	3	[-]		$V_{Ed}/V_{Rd,cs}$	0,52	<b>VERIFICATO</b>		
Distanza ultima serie spilli	$a_{u,d}$	50	[cm]	OK					

Legenda  
 A Perimetro  $u_{out}$   
 B Perimetro  $u_{out,ef}$

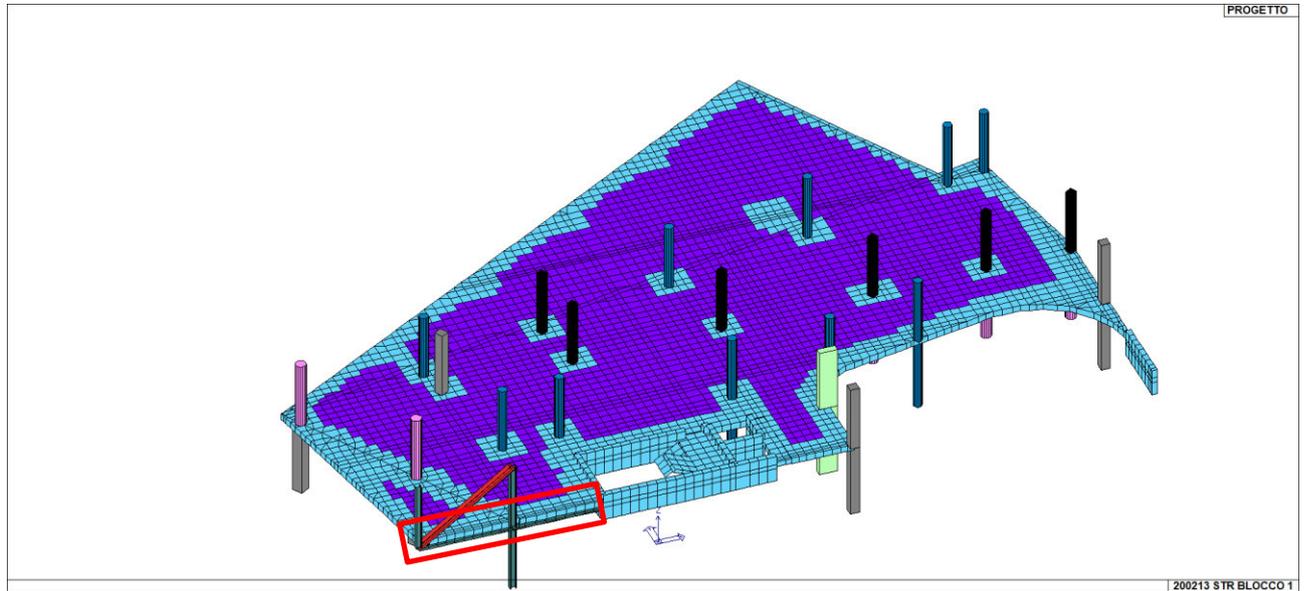


Con l'inserimento degli spilli l'armatura a punzonamento risulta soddisfatta.



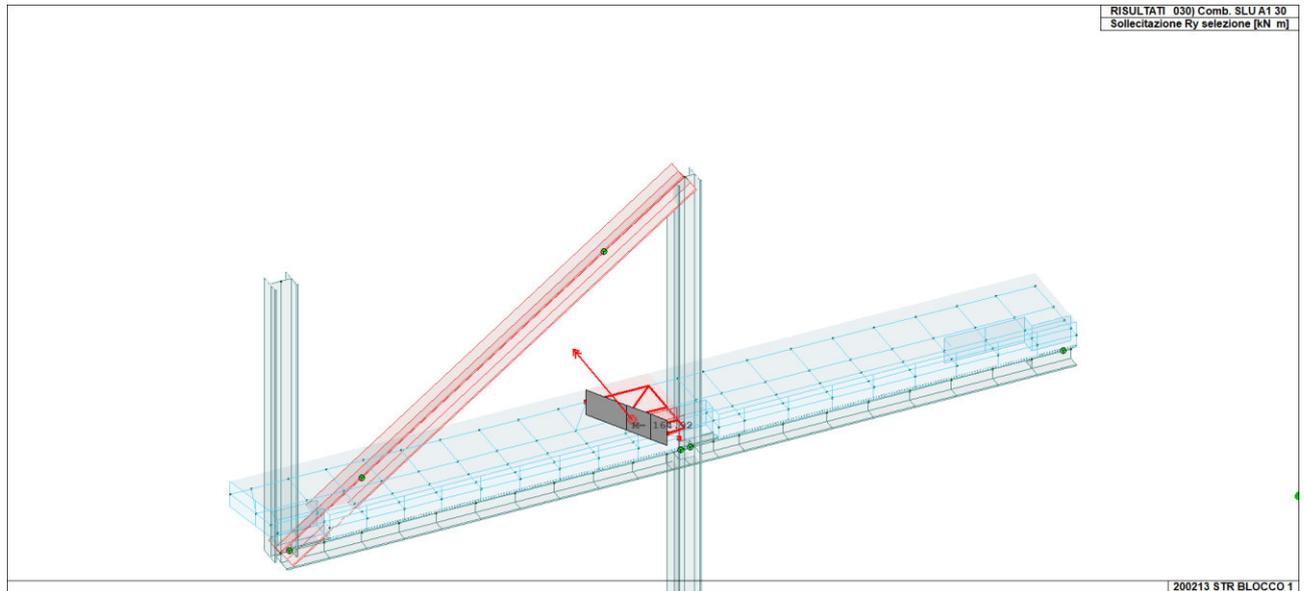
## 26. VERIFICA APPOGGIO SBALZO

Si è effettuata la verifica dell'appoggio della soletta in C.A. sulle travi in acciaio a sbalzo considerando la zona sollecitata maggiormente (piano primo).



### 26.1 VERIFICA FLESSIONE

La zona maggiormente sollecitata ha una larghezza di 70 cm. Si riportano le verifiche effettuate:



Il momento massimo è pari a 164,92 kNm.



Si è considerata un'armatura integrativa superiore ed inferiore pari a 3Ø20 disposti su tutta la lunghezza dello sbalzo:

**VERIFICA TRAVE SLU SLE**

**VERIFICA APPOGGIO SOLETTA 70x36**

**SEZIONE**

SEZIONE		MATERIALI								
		<b>Acciaio</b>		$f_{yk}$	450 [Mpa]	$\gamma_s$	1,15	$f_{yd}$	391,3 [Mpa]	
		<b>B450C</b>		$E_s$	210000 [Mpa]			$\epsilon_s$	0,19%	
Larghezza trave	$b_w$	70 [cm]	<b>Calcestruzzo</b>				Tensione in comb. Rara		$f_{yd,rara}$	360 [Mpa]
Altezza	H	36 [cm]	<b>C32/40</b>		$f_{ck}$	32 [Mpa]	$\gamma_c$	1,5	$f_{cd}$	18,1 [Mpa]
Coprifetto asse armatura compressa	$c'$	5,4 [cm]			$R_{ck}$	40 [Mpa]	$\alpha_{cc}$	0,85	$f_{ctm}$	3,0 [Mpa]
Coprifetto asse armatura tesa	c	5,4 [cm]			$E_c$	33346 [Mpa]	Tensione in comb. Rara		$f_{cd,rara}$	19,2 [Mpa]
Altezza utile	d	30,6 [cm]			$\epsilon_{cu}$	0,35%	Tensione in comb. Q. P.		$f_{cd-Q.P.}$	0,45 [Mpa]

**VERIFICA FLESSIONE SLU**

**CALCOLA  $M_{Rd}$**

x 5,71

x/d 0,187

$\epsilon_s$  1,53%

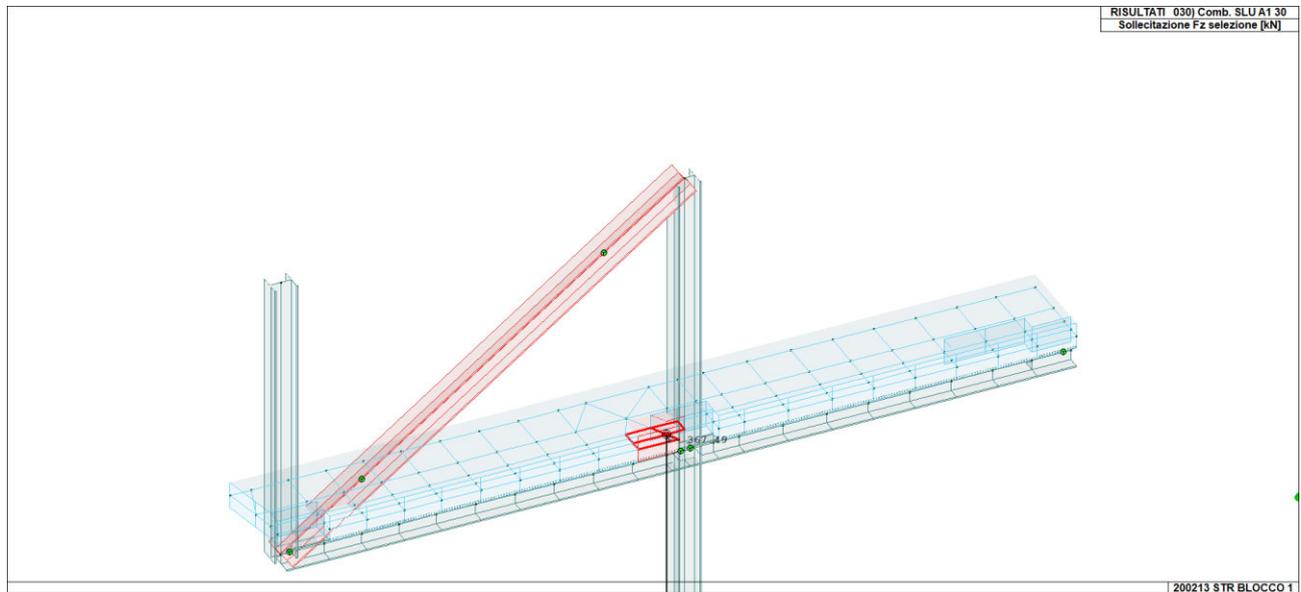
Rottura lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Parametro	Valore	Unità	Nota
$N_{Ed}$	0	[kN]	
$M_{Ed}$	165	[kNm]	
<b><math>M_{Rd}</math></b>	<b>182,7</b>	[kNm]	<b>90%</b>
$\sigma'_s$	40	[Mpa]	
$\sigma_s$	391	[Mpa]	

Armatura	$n'$	$\phi$	Area	$\mu = A's/A_s$	$\rho' = A's/bd$	$\rho = A_s/bd$	OK
Armatura compressa	3,63	16	7,30	100,00%	0,66%	0,66%	OK
Armatura Tesa	3	20	9,42			0,17%	
						1,44%	

La sezione risulta verificata a SLU.

**26.2 VERIFICA TAGLIO**



Il taglio massimo è pari a 367,49 kN.



Sul bordo più sollecitato si sono disposte staffe  $\varnothing 10/8,25$ .

Dati sezione e materiale			
Base [cm]	70,00	Carico assiale [kN]	0
Altezza [cm]	36,00	diametro ferri lon.[mm]	16
Copriferro [cm]	3,00	$f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	25,00
$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	450,00	$f_{cd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	14,17
Armatura trasversale			
diametro staffe [mm]	10,00	passo [cm]	8,25
Area staffe [mm <sup>2</sup> ]	157	numero braccia	2
Verifica a Taglio			
$\theta$ per $V_{Rsd}=V_{Rsd}$	$\cotg\theta$	$\alpha_c$	$V_{Rsd}$ [kN]
2,3780	2,3780	1,00	497,51
Taglio Resistente di Progetto $V_{Rd}$ [kN]			497,51

**Il taglio resistente 497,51 kN > 367,49 kN pertanto la verifica risulta soddisfatta.**

### 26.3 VERIFICA PIOLI

Nell'analisi della struttura la soletta in calcestruzzo è stata considerata in semplice appoggio sulle travi in acciaio a favore di sicurezza.

Per la valutazione del taglio massimo agente all'interfaccia trave acciaio-calcestruzzo non è stato considerato il valore effettivamente agente di taglio ma a favore di sicurezza è stata considerata la forza di scorrimento massima calcolata come da §C4.3.4.3.3 della Circolare:

$$V_{ld} = F_{cf} = \min \left\{ \frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_a}; 0,85 \frac{f_{ck} \cdot A_c}{\gamma_c} + \frac{A_{se} \cdot f_{sk}}{\gamma_s} \right\} \quad [C4.3.3]$$

Si riportano di seguito le verifiche effettuate considerando dei pioli tipo Nelson  $\varnothing 19$  S235J2G3  $f_{tk} = 450$  Mpa,  $f_{yk} = 350$  Mpa,  $h = 100$  mm, disposti su due file:

Sollecitazione di taglio agente sulla connessione §C4.3.4.3.3			
Resistenza caratteristica calcestruzzo	$f_{ck}$	32	[Mpa]
resistenza caratteristica armatura	$f_{yk}$	450	[Mpa]
Resistenza caratteristica profili	$f_{sk}$	355	[Mpa]
Area soletta calcestruzzo	$A_c$	360000	[mm <sup>2</sup> ]
Area armatura	$A_s$	2436,12	[mm <sup>2</sup> ]
Area profilo acciaio	$A_a$	14900	[mm <sup>2</sup> ]
Coefficienti sicurezza	$\gamma_c$	1,5	[-]
	$\gamma_a$	1,05	[-]
	$\gamma_s$	1,15	[-]
Forza agente di scorrimento	$V_{ld}$	5038	[kN]

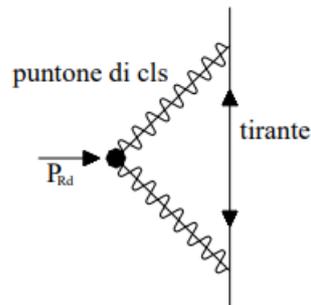
$$V_{ld} = F_{cf} = \min \left\{ \frac{A_a \cdot f_{yk}}{\gamma_a}; 0,85 \frac{f_{ck} \cdot A_c}{\gamma_c} + \frac{A_{se} \cdot f_{sk}}{\gamma_s} \right\} \quad [C4.3.3]$$



Resistenza a taglio pioli §4.3.4.3.1.2 NTC 2018				
resistenza caratteristica a rottura piolo	$f_{tk}$	450	[Mpa]	
resistenza cilindrica calcestruzzo	$f_{ck}$	32	[Mpa]	
Modulo elastico calcestruzzo	$E_{cm}$	33346	[Mpa]	
diámetro piolo	$d$	19	[mm]	il diámetro del piolo deve essere compreso tra 16 e 25 mm
altezza del piolo	$h_{sc}$	100	[mm]	
fattore parziale	$\gamma_V$	1,25	[-]	
coefficiente	$\alpha$	1		
Resistenza del gambo del piolo	$P_{Rd,a}$	81,7	[kN]	$\alpha = 0,2 (h_{sc} / d + 1)$ per $3 \leq h_{sc} / d \leq 4$ , $\alpha = 1,0$ per $h_{sc} / d > 4$ .  $P_{Rd,a} = 0,8 f_{tk} (\pi d^2 / 4) / \gamma_V$  $P_{Rd,c} = 0,29 \alpha d^3 (f_{tk} E_{cm})^{0,5} / \gamma_V$
Resistenza a rifollamento calcestruzzo	$P_{Rd,c}$	86,5	[kN]	
Resistenza a taglio del singolo piolo	$P_{Rd}$	81,7	[kN]	
Numero file di pioli	$n$	2	[-]	
Passo dei pioli	$p$	200	[mm]	
Lunghezza campata	$L$	8500	[mm]	
Resistenza dei pioli	$P_{Rd,tot}$	6940,8	[kN]	
Taglio sollecitante	$V_{ed}$	5037,619	[kN]	
Verifica		0,73	OK!	

**I pioli risultano verificati.**

In direzione trasversale si deve predisporre adeguata armatura in modo da evitare la fessurazione e la rottura del calcestruzzo a causa delle elevate sollecitazioni di taglio create dai connettori.



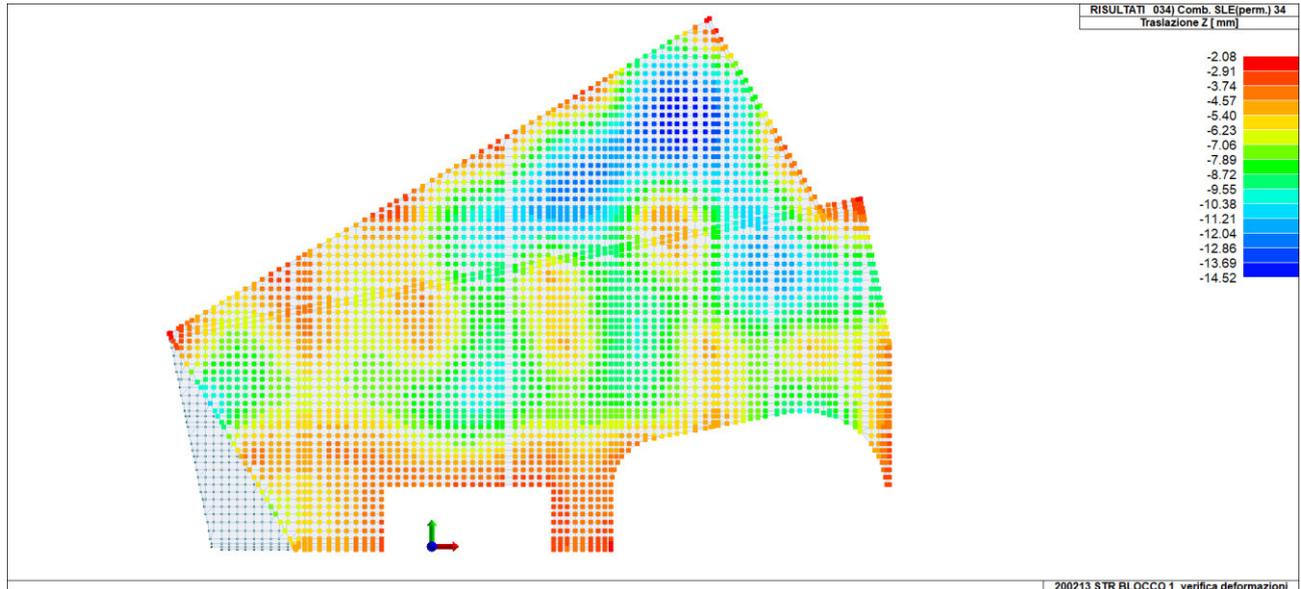
Ipotizzando un'azione pari alla resistenza ultima del piolo, l'armatura trasversale sarà soggetta ad una trazione pari a  $F_t = PR_d / 2$ . Considerando una  $PR_d = 90$  kN (calcolata in precedenza) e un passo dei pioli di 200 mm, l'azione sollecitante al metro in direzione trasversale è pari a 225 kN. L'armatura presente in un metro di soletta con  $A_s = 2436$  mm<sup>2</sup> riesce a garantire una resistenza pari a  $A_s \cdot f_{yk} / \gamma_s = 953$  kN. **Pertanto tale verifica può ritenersi soddisfatta.**



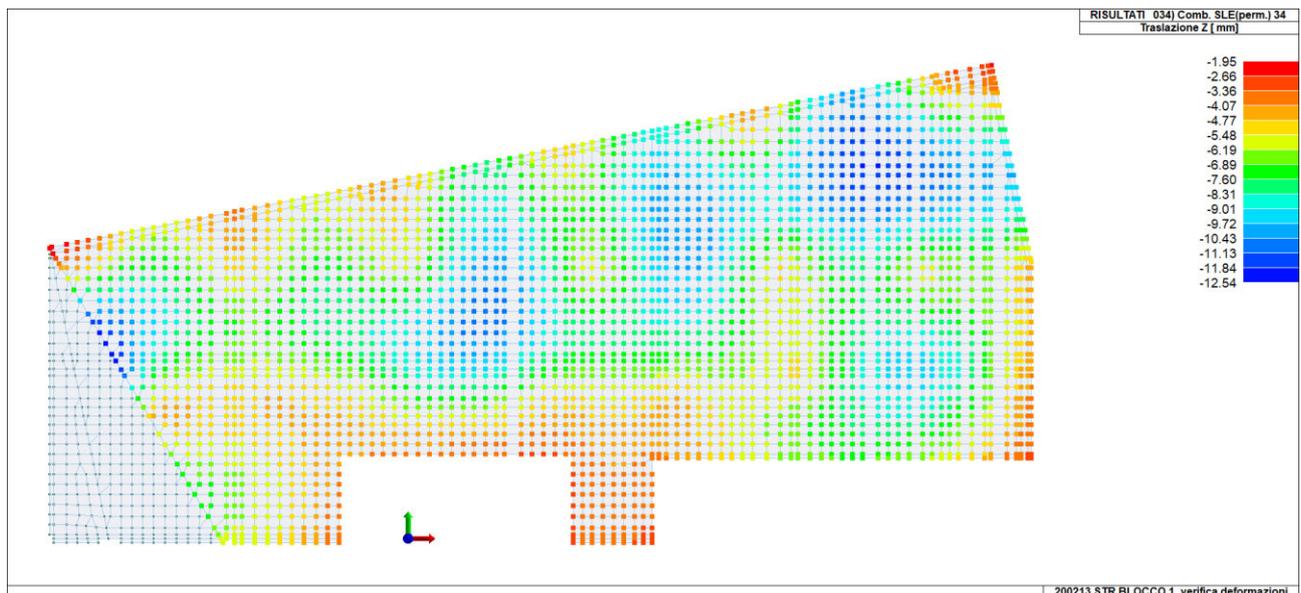
## 27. VERIFICHE DEFORMABILITÀ SOLETTE

Per il calcolo delle deformazioni è stato utilizzato un modulo elastico ridotto pari a  $E/(1+\varphi)$ , con  $\varphi$  definito nel paragrafo §7.2 della presente relazione.

DEFORMAZIONI MASSIME IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE A TEMPO INFINITO SOLAIO P1 (ESCLUSO SBALZO)

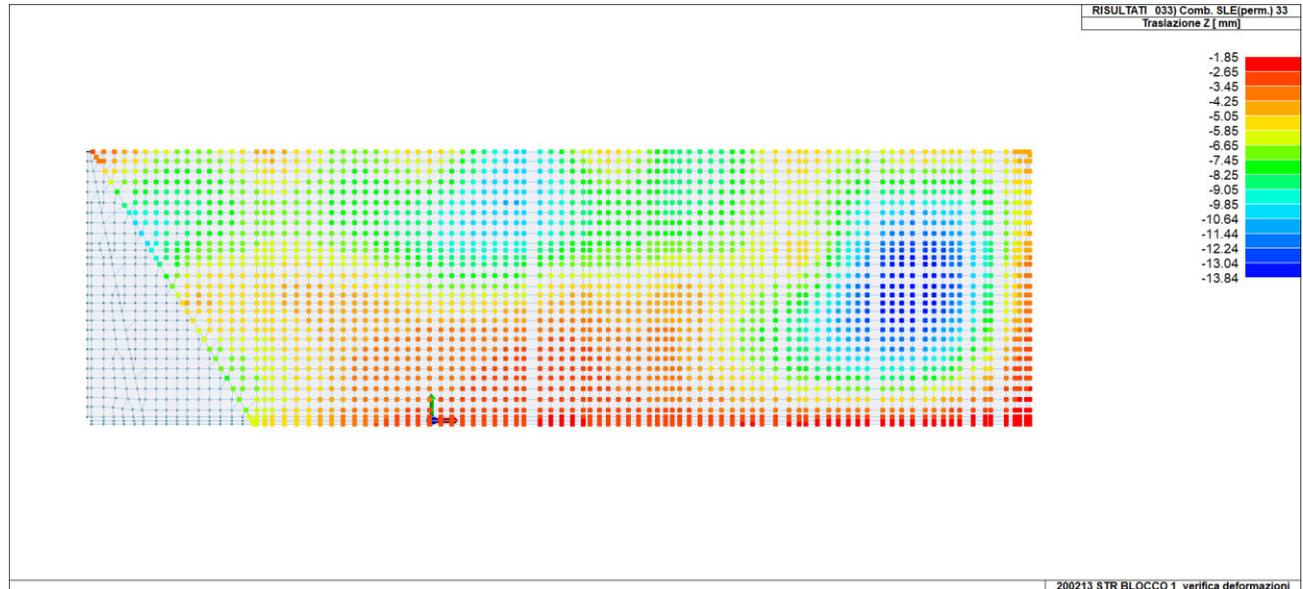


DEFORMAZIONI MASSIME IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE A TEMPO INFINITO SOLAIO P2 (ESCLUSO SBALZO)



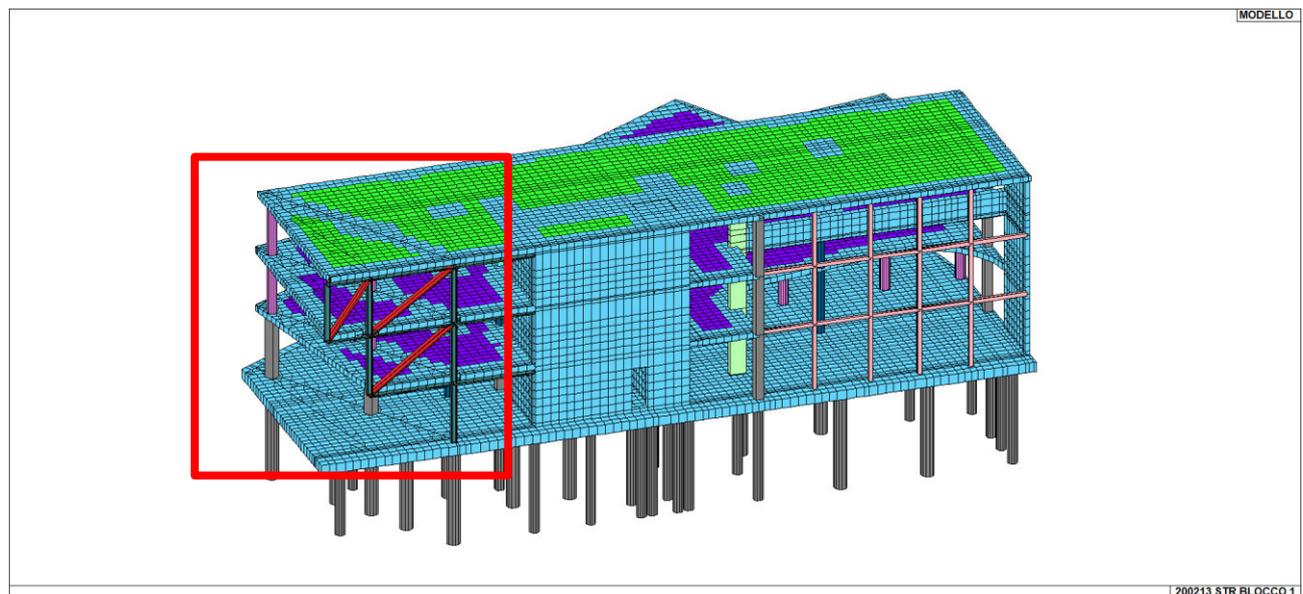


DEFORMAZIONI MASSIME IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE A TEMPO INFINITO SOLAIO P3 (ESCLUSO SBALZO)



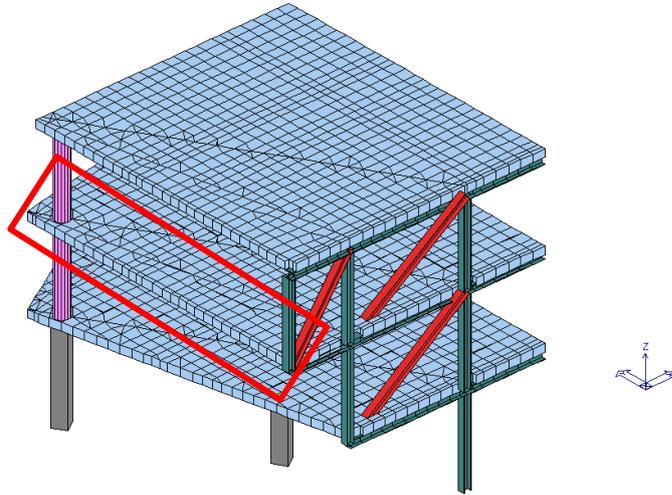
La luce media tra i pilastri è pari a 8000 mm. La deformata massima ammissibile media risulta pari a  $8000/500 = 16\text{mm}$ . Le deformate risultanti a tempo infinito risultano inferiori a 16 mm pertanto le verifiche di deformabilità possono ritenersi soddisfatte.

27.1 VERIFICA DEFORMABILITÀ SBALZO



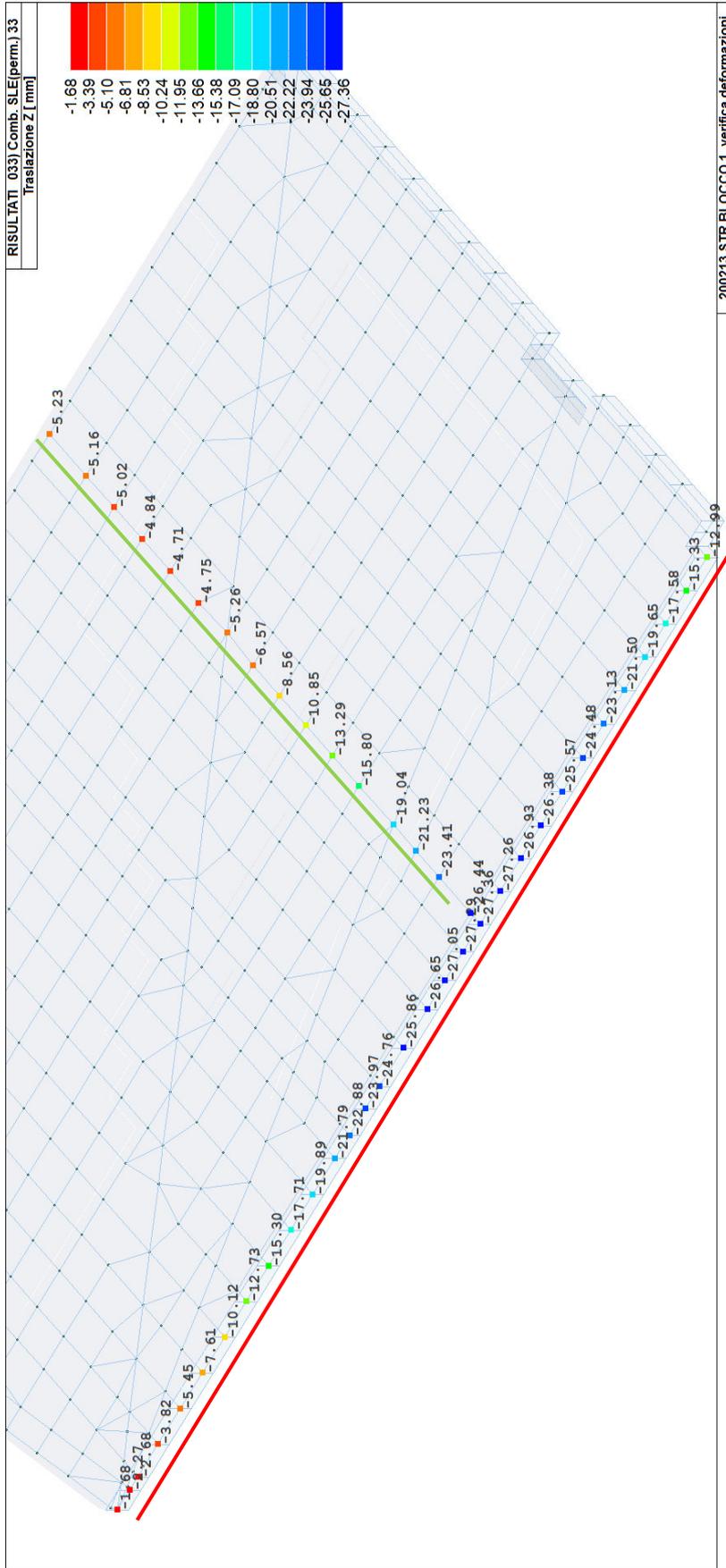


RISULTATI



200213 STR BLOCCO 1\_verifica deformazioni

Si riportano le deformazioni massime in combinazione quasi permanente.



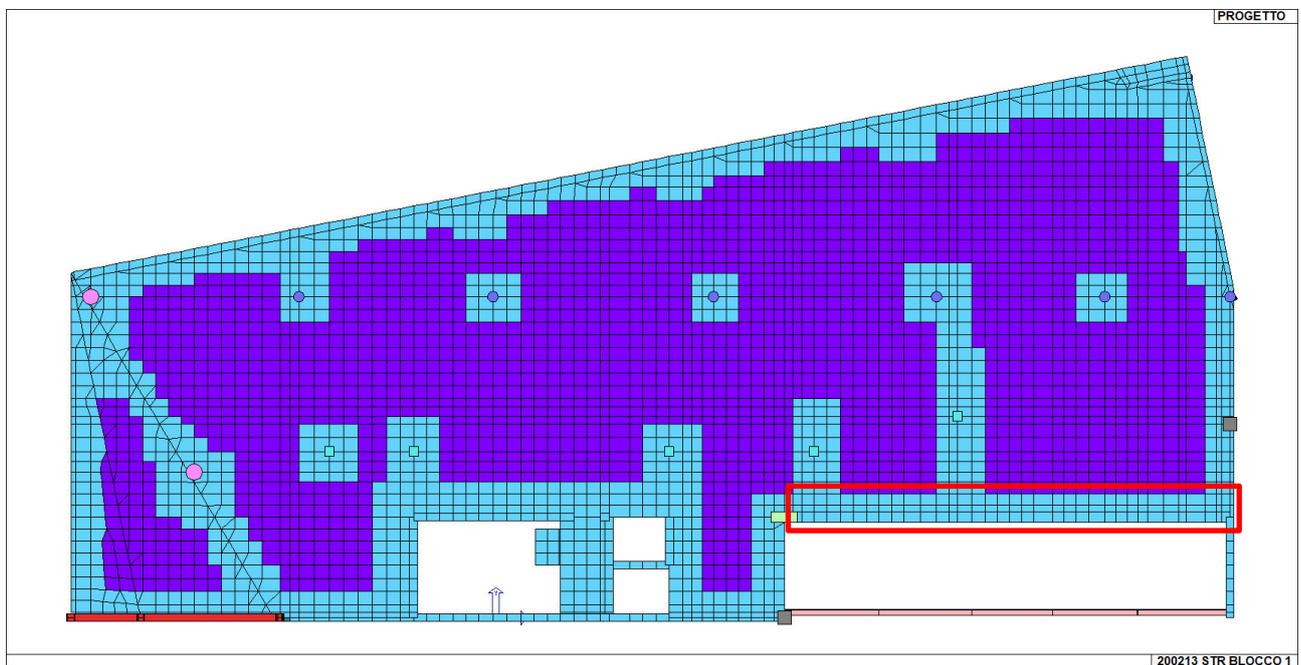


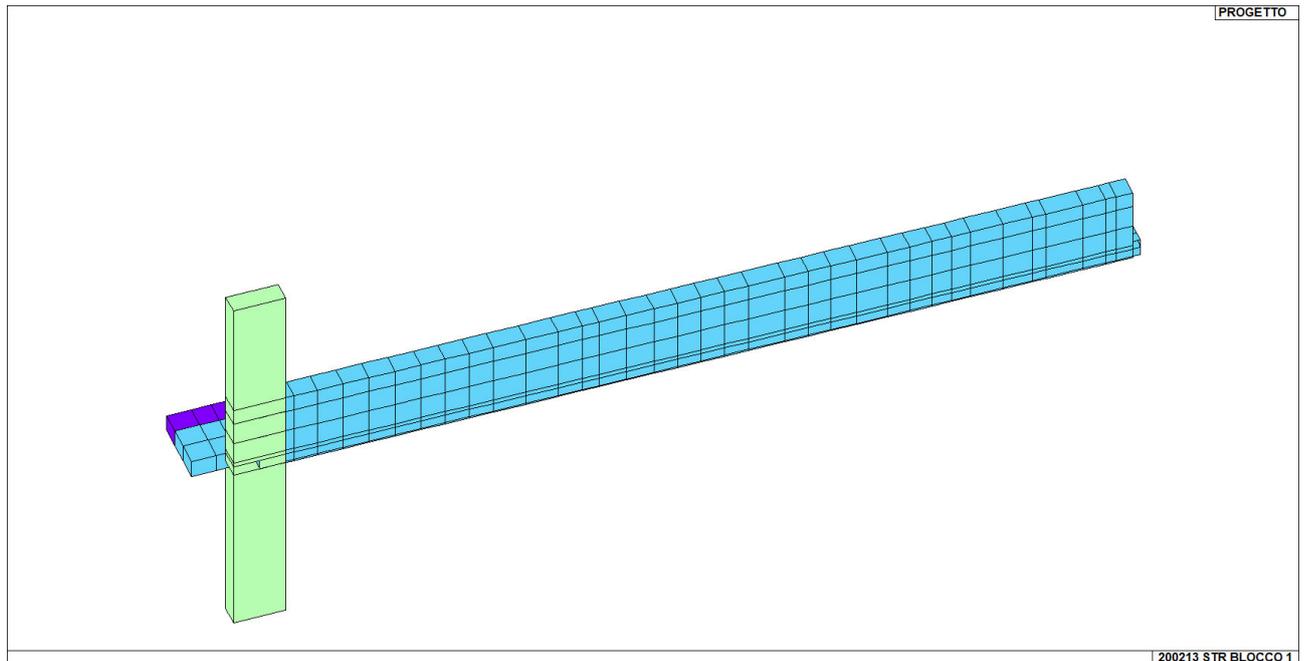
Le verifiche di deformabilità sono state effettuate secondo due direzioni: ROSSA E VERDE.

- Verifica direzione rossa: La deformata massima è pari a  $27,36 - (12,99 - 1,68) = 16,05$  mm.  $L/f = 12760/16,05 = 795$ . Si ottiene  $L/795 < 1/500$  **pertanto la verifica risulta soddisfatta.**
- Verifica direzione verde: La deformata massima è pari a  $27,36 - 5,23 = 22,16$  mm.  $L/f = 2*7800/22,16 = 703$ . Si ottiene  $L/703 < 1/500$  **pertanto la verifica risulta soddisfatta.**

## 28. VERIFICA TRAVE IN C.A. 40 X 136

Si riporta la verifica della trave 40x136 situata al secondo piano:





La sezione è armata con 5Ø20 superiori ed inferiori. Inoltre sono presenti sui lati (6+6)Ø16 per contenere la fessurazione.

Di seguito le verifiche effettuate:

<b>☐ Coefficienti parziali per materiali</b>		▲
CLS - Gamma c	1.50	
Acciaio - Gamma a	1.15	
FRP - Gamma f	1.25	
FRP - Gamma f delaminazione	1.50	
<b>☐ Coefficienti per effetti di lunga durata</b>		
Alfa cc	0.85	
Alfa cc (incendio)	1.00	
<b>☐ Diagramma tensioni-deformazioni</b>		
Diagramma calcestruzzo	parabola - limite elastico	
Diagramma acciaio	limite elastico	
<b>☐ Proprietà dell'armatura</b>		
Classificazione acciaio	Tipo C	
$(f_t / f_y) k$	1.1500	▼

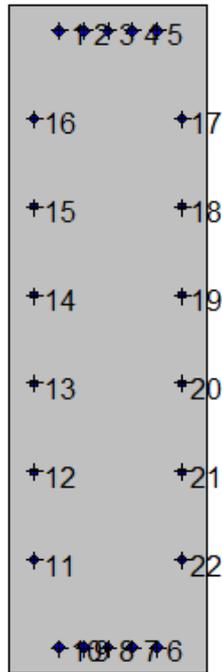
Nelle verifiche si è considerato il limite elastico del calcestruzzo e dell'acciaio.



**28.1 VERIFICA MEZZERIA**

Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	136,0
3	40,0	136,0
4	40,0	0,0



Armature:

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	10,2	130,7	3,14	no
2	15,1	130,7	3,14	no
3	20,0	130,7	3,14	no
4	24,9	130,7	3,14	no
5	29,8	130,7	3,14	no
6	29,8	5,3	3,14	no



7	24,9	5,3	3,14	no
8	20,0	5,3	3,14	no
9	15,1	5,3	3,14	no
10	10,2	5,3	3,14	no
11	5,1	23,1	2,01	no
12	5,1	41,0	2,01	no
13	5,1	59,0	2,01	no
14	5,1	77,0	2,01	no
15	5,1	95,0	2,01	no
16	5,1	112,9	2,01	no
17	34,9	112,9	2,01	no
18	34,9	95,0	2,01	no
19	34,9	77,0	2,01	no
20	34,9	59,0	2,01	no
21	34,9	41,0	2,01	no
22	34,9	23,1	2,01	no

Normativa di riferimento:

D.M. 17/01/2018 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente ordinario

Materiali:

Calcestruzzo classe: C32/40

Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cm<sup>2</sup>

fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm<sup>2</sup>

fctm (resistenza a trazione media) = 31 daN/cm<sup>2</sup>

G (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cm<sup>2</sup>

E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cm<sup>2</sup>

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc



Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

$f_{yk}$  (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm<sup>2</sup>

$f_{kt}$  (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm<sup>2</sup>

$\epsilon_{uk}$  (deformazione di rottura) = 0.075

G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm<sup>2</sup>

E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm<sup>2</sup>

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per  $M_{xu}$ ,  $M_{yu}$  e  $N_u$  proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto  $M_{xu}$ ,  $M_{yu}$  assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con  $N_u$  costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	M <sub>x</sub>	M <sub>y</sub>	Tipo	N <sub>u</sub>	M <sub>xu</sub>	M <sub>yu</sub>	S <sub>d</sub> /S <sub>u</sub>	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	0,0	622,7	45,9	P	0,0	1290,6	95,1	0,480	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,0	1290,6	95,1	0,480	
2	0,0	618,0	45,7	P	0,0	1290,3	95,5	0,480	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,0	1290,3	95,5	0,480	
3	0,0	497,5	37,4	P	0,0	1288,8	97,0	0,390	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,0	1288,8	97,0	0,390	
4	0,0	492,8	37,3	P	0,0	1288,3	97,5	0,380	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,0	1288,3	97,5	0,380	
5	0,0	591,8	42,2	P	0,0	1293,5	92,2	0,460	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,0	1293,5	92,2	0,460	



-----OMISSIS-----

298	0,0	426,9	28,9	P	0,0	1297,5	88,0	0,330	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,0	1297,5	88,0	0,330	
299	0,0	413,5	25,3	P	0,0	1305,0	79,9	0,320	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,0	1305,0	79,9	0,320	
300	0,0	450,2	27,4	P	0,0	1305,3	79,6	0,340	OK
				M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	
				N	0,0	1305,3	79,6	0,340	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	0,0	622,7	45,9	P	0,0	1290,6	95,1	0,480	OK
1	0,0	622,7	45,9	M	n.d.	n.d.	n.d.	n.d.	OK
1	0,0	622,7	45,9	N	0,0	1290,6	95,1	0,480	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS:  $scL = 19920,0 \text{ kN/mq}$  (verifica Ok per  $sc/scL < 1$ )

Acciaio:  $saL = 360000,0 \text{ kN/mq}$  (verifica Ok per  $sa/saL < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	sc	sc/scL	sa	sa/saL
n. e stato		kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq
301 OK		465,7	33,7	0,0	-6796,1	0,34	198437,7 0,55
302 OK		462,5	33,6	0,0	-6757,7	0,34	197158,3 0,55
303 OK		445,0	31,2	0,0	-6432,9	0,32	189031,9 0,53
304 OK		441,8	31,1	0,0	-6394,5	0,32	187751,8 0,52
305 OK		446,1	31,3	0,0	-6445,7	0,32	189458,6 0,53



306	OK	440,8	31,1	0,0	-6381,7	0,32	187325,1	0,52
307	OK	463,3	33,0	0,0	-6727,0	0,34	197086,2	0,55
308	OK	460,1	32,9	0,0	-6688,6	0,34	195806,4	0,54
309	OK	441,6	30,2	0,0	-6334,1	0,32	187105,3	0,52
310	OK	438,4	30,1	0,0	-6295,8	0,32	185824,7	0,52
311	OK	442,7	30,5	0,0	-6363,8	0,32	187683,0	0,52
312	OK	439,5	30,4	0,0	-6325,4	0,32	186402,6	0,52
313	OK	443,7	30,5	0,0	-6376,6	0,32	188109,8	0,52
314	OK	438,4	30,4	0,0	-6312,6	0,32	185975,8	0,52
315	OK	464,6	32,7	0,0	-6724,3	0,34	197421,4	0,55
316	OK	461,4	32,6	0,0	-6685,9	0,34	196141,5	0,54
317	OK	443,9	30,3	0,0	-6361,1	0,32	188019,9	0,52
318	OK	440,7	30,2	0,0	-6322,7	0,32	186739,2	0,52
319	OK	442,8	29,3	0,0	-6289,2	0,32	187011,6	0,52
320	OK	439,6	29,2	0,0	-6250,8	0,31	185730,5	0,52
321	OK	445,0	30,3	0,0	-6373,8	0,32	188446,8	0,52
322	OK	439,7	30,1	0,0	-6309,9	0,32	186312,4	0,52

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure:  $WkL = 0,40$  mm (verifica Ok per  $Wk/WkL < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato		kN m	kN m	kN	mm
323	OK	443,4	31,2	0,0	0.24 0,60
324	OK	436,6	30,3	0,0	0.23 0,58
325	OK	437,9	30,4	0,0	0.23 0,58
326	OK	435,2	30,3	0,0	0.23 0,58
327	OK	441,4	30,6	0,0	0.24 0,59
328	OK	434,2	29,6	0,0	0.23 0,57
329	OK	434,5	29,7	0,0	0.23 0,57
330	OK	435,8	29,8	0,0	0.23 0,57
331	OK	433,2	29,7	0,0	0.23 0,57
332	OK	436,1	30,0	0,0	0.23 0,58



Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

CLS:  $scL = 14940,0 \text{ kN/mq}$  (verifica Ok per  $sc/scL < 1$ )

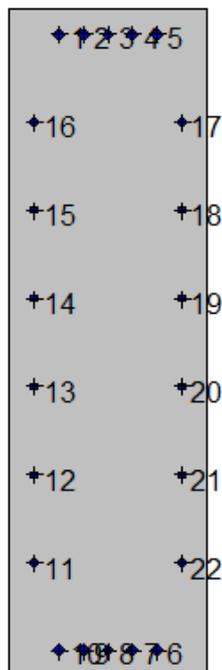
Fessure:  $WkL = 0,30 \text{ mm}$  (verifica Ok per  $Wk/WkL < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	sc	sc/scL	Wk	Wk/WkL	
n. e stato		kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
333	OK	436,6	30,3	0,0	-6292,6	0,42	0.23	0,77
334	OK	434,5	29,7	0,0	-6233,4	0,42	0.23	0,76

## 28.2 MOMENTO DI ESTREMITÀ

Geometria della sezione:

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	136,0
3	40,0	136,0
4	40,0	0,0





Armature:

Pos. n.	X cm	Y cm	Area cmq	Pretens. (s/n)
1	10,2	130,7	3,14	no
2	15,1	130,7	3,14	no
3	20,0	130,7	3,14	no
4	24,9	130,7	3,14	no
5	29,8	130,7	3,14	no
6	29,8	5,3	3,14	no
7	24,9	5,3	3,14	no
8	20,0	5,3	3,14	no
9	15,1	5,3	3,14	no
10	10,2	5,3	3,14	no
11	5,1	23,1	2,01	no
12	5,1	41,0	2,01	no
13	5,1	59,0	2,01	no
14	5,1	77,0	2,01	no
15	5,1	95,0	2,01	no
16	5,1	112,9	2,01	no
17	34,9	112,9	2,01	no
18	34,9	95,0	2,01	no
19	34,9	77,0	2,01	no
20	34,9	59,0	2,01	no
21	34,9	41,0	2,01	no
22	34,9	23,1	2,01	no

Normativa di riferimento:

D.M. 17/01/2018 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

Note:

Verifiche SLE per ambiente ordinario

Materiali:

Calcestruzzo classe: C32/40



Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 400 daN/cm<sup>2</sup>

fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 332 daN/cm<sup>2</sup>

fctm (resistenza a trazione media) = 31 daN/cm<sup>2</sup>

G (modulo di elasticità tangenziale) = 150192 daN/cm<sup>2</sup>

E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 336430 daN/cm<sup>2</sup>

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050

Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C

fyk (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm<sup>2</sup>

fkt (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm<sup>2</sup>

euk (deformazione di rottura) = 0.075

G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm<sup>2</sup>

E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm<sup>2</sup>

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/mc

Verifiche stato limite ultimo:

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per M<sub>xu</sub>, M<sub>yu</sub> e N<sub>u</sub> proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto M<sub>xu</sub>, M<sub>yu</sub> assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con N<sub>u</sub> costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	114,3	-234,7	-81,7	P	456,1	-937,0	-326,0	0,250	OK
				M	11668,0	-234,6	-81,6	0,010	
				N	114,3	-844,7	-293,9	0,280	
2	102,7	-219,3	-71,5	P	456,7	-975,1	-317,8	0,220	OK
				M	11745,4	-219,2	-71,4	0,010	
				N	102,7	-877,5	-286,0	0,250	



3	92,0	-189,5	-67,0	P	449,7	-926,4	-327,4	0,200	OK
				M	11801,9	-189,5	-67,0	0,010	
				N	92,0	-830,0	-293,3	0,230	
4	80,5	-174,1	-56,8	P	449,6	-972,8	-317,3	0,180	OK
				M	11880,1	-174,0	-56,7	0,010	
				N	80,5	-870,6	-283,9	0,200	
5	110,5	-224,5	-74,8	P	476,0	-967,1	-322,3	0,230	OK
				M	11719,6	-224,5	-74,8	0,010	
				N	110,5	-867,4	-289,1	0,260	

-----OMISSIS-----

298	40,4	-128,7	20,1	P	418,4	-1331,7	208,5	0,100	OK
				M	12126,3	-128,6	20,1	0,000	
				N	40,4	-1182,6	185,1	0,110	
299	65,1	-142,0	-34,5	P	534,7	-1167,5	-283,8	0,120	OK
				M	12042,1	-141,9	-34,5	0,000	
				N	65,1	-1016,5	-247,1	0,140	
300	71,1	-156,3	-41,6	P	502,7	-1105,7	-294,3	0,140	OK
				M	11986,9	-156,2	-41,6	0,010	
				N	71,0	-974,4	-259,3	0,160	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
111	159,1	-228,4	-279,6	P	210,2	-301,8	-369,4	0,760	OK
47	176,9	-272,1	-248,3	M	10518,2	-272,0	-248,2	0,020	OK
112	160,9	-232,7	-281,7	N	160,9	-299,9	-363,1	0,780	OK

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS:  $scL = 19920,0 \text{ kN/mq}$  (verifica Ok per  $sc/scL < 1$ )Acciaio:  $saL = 360000,0 \text{ kN/mq}$  (verifica Ok per  $sa/saL < 1$ )



Cmb	Mx	My	N	sc	sc/scL	sa	sa/saL
n. e stato		kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq
301	OK	-176,0	-59,0	86,0	-5095,1	0,26	106152,2 0,29
302	OK	-165,7	-52,2	78,3	-4630,1	0,23	95625,3 0,27
303	OK	-169,2	-54,4	83,5	-4780,8	0,24	98553,9 0,27
304	OK	-158,9	-47,6	75,8	-4314,2	0,22	88068,9 0,24
305	OK	-172,7	-56,7	86,1	-4935,9	0,25	102061,0 0,28
306	OK	-155,5	-45,3	73,2	-4158,1	0,21	84591,0 0,23
307	OK	-175,1	-58,3	85,8	-5049,3	0,25	105011,3 0,29
308	OK	-164,8	-51,5	78,0	-4584,1	0,23	94490,8 0,26
309	OK	-167,9	-53,4	83,2	-4715,1	0,24	96927,8 0,27
310	OK	-157,6	-46,6	75,4	-4248,1	0,21	86456,6 0,24
311	OK	-168,3	-53,7	83,3	-4734,8	0,24	97415,2 0,27
312	OK	-158,0	-46,9	75,5	-4268,0	0,21	86940,5 0,24
313	OK	-171,7	-56,0	85,8	-4890,0	0,25	100922,4 0,28
314	OK	-154,5	-44,7	73,0	-4111,7	0,21	83465,9 0,23
315	OK	-178,3	-58,5	89,3	-5094,1	0,26	105245,3 0,29
316	OK	-168,0	-51,7	81,6	-4628,3	0,23	94740,2 0,26
317	OK	-171,5	-53,9	86,8	-4779,2	0,24	97660,8 0,27
318	OK	-161,2	-47,1	79,1	-4311,7	0,22	87203,9 0,24
319	OK	-173,8	-53,5	90,1	-4777,2	0,24	96779,4 0,27
320	OK	-163,5	-46,6	82,4	-4308,7	0,22	86350,5 0,24
321	OK	-174,9	-56,2	89,4	-4934,5	0,25	101162,5 0,28
322	OK	-157,7	-44,9	76,5	-4155,1	0,21	83736,4 0,23

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:

Valori limite:

Fessure:  $WkL = 0,40$  mm (verifica Ok per  $Wk/WkL < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
n. e stato		kN m	kN m	kN	mm
323	OK	-164,1	-51,0	79,6	0.00 0,00
324	OK	-161,8	-49,5	78,8	0.00 0,00
325	OK	-166,1	-52,3	82,0	0.00 0,00
326	OK	-157,5	-46,7	75,6	0.00 0,00



327	OK	-163,3	-50,4	79,4	0.00	0,00
328	OK	-160,9	-48,8	78,6	0.00	0,00
329	OK	-161,0	-48,9	78,6	0.00	0,00
330	OK	-165,3	-51,7	81,8	0.00	0,00
331	OK	-156,7	-46,1	75,4	0.00	0,00
332	OK	-162,7	-49,3	80,1	0.00	0,00

Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:

Valori limite:

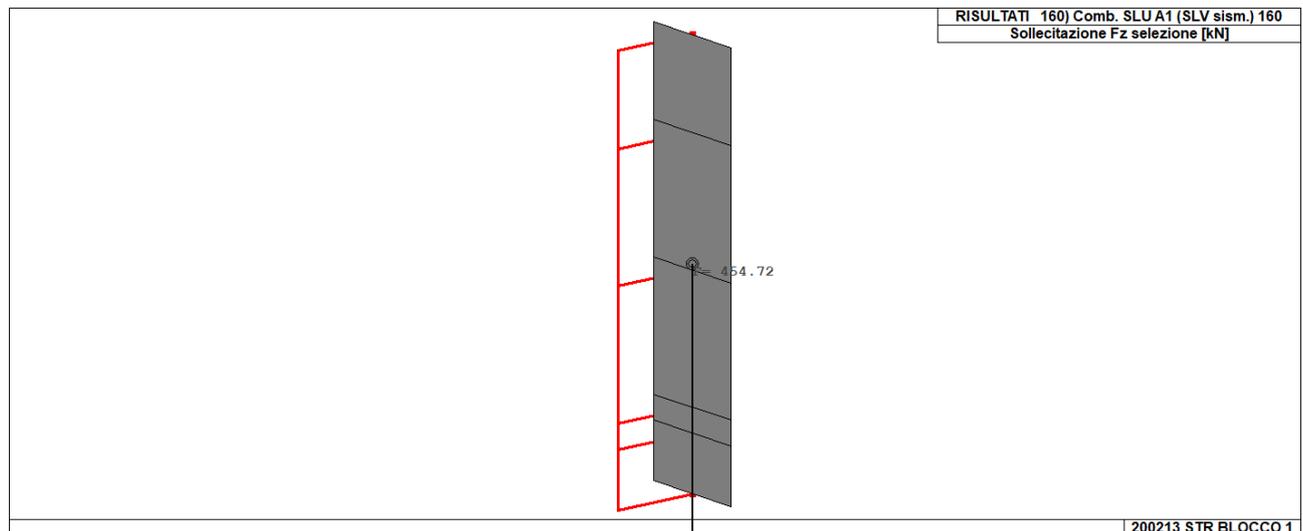
CLS:  $scL = 14940,0 \text{ kN/mq}$  (verifica Ok per  $sc/scL < 1$ )

Fessure:  $WkL = 0,30 \text{ mm}$  (verifica Ok per  $Wk/WkL < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	sc	sc/scL	Wk	Wk/WkL
n. e stato		kN m	kN m	kN	kN/mq		mm
333	OK	-161,8	-49,5	78,8	-4442,6	0,30	0.00
334	OK	-161,0	-48,9	78,6	-4403,0	0,29	0.00

### 28.3 VERIFICA TAGLIO

Si riporta il taglio massimo sull'appoggio della trave:



Il taglio massimo è pari a 454,79 kN

Si sceglie di mettere staffe  $\varnothing 8/15$



Dati sezione e materiale				
Base [cm]	40,00	Carico assiale [kN]	0	
Altezza [cm]	136,00	diametro ferri lon.[mm]	20	
Copriferro [cm]	3,50	$f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	32,00	
$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	450,00	$f_{cd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	18,13	
Armatura trasversale				
diametro staffe [mm]	8,00	passo [cm]	15,00	
Area staffe [mm <sup>2</sup> ]	101	numero braccia	2	
Verifica a Taglio				
$\theta$ per $V_{Rsd}=V_{Rsd}$	$\cotg\theta$	$\alpha_c$	$V_{Rsd}$ [kN]	$V_{Rcd}$ [kN]
3,5817	2,5000	1,00	771,22	1471,05
<b>Taglio Resistente di Progetto <math>V_{Rd}</math> [kN]</b>				<b>771,22</b>

Essendo il taglio resistente 771,22 kN > taglio sollecitante 454,79 kN la sezione risulta verificata a taglio.

**LA SEZIONE RISULTA QUINDI VERIFICATA A MOMENTO FLETTENTE E TAGLIO**

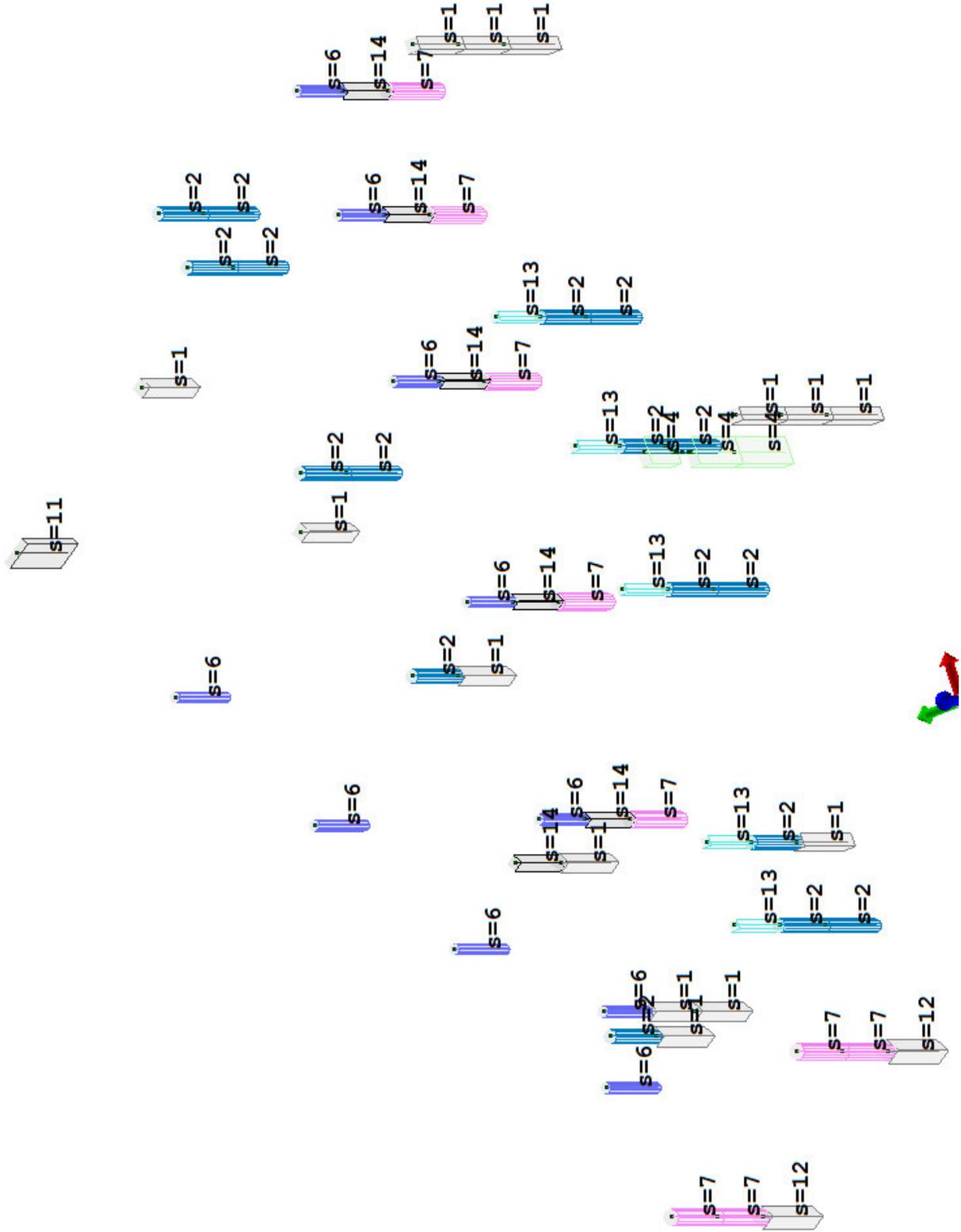
**29. VERIFICHE PILASTRI IN C.A.**

Gli elementi pilastro in C.A. sono stati verificati secondo il capitolo §4.1 delle NTC 2018 in quanto si è adottato un comportamento non dissipativo. La progettazione è stata effettuata in modo da rimanere sempre in campo elastico. Per la verifica del nodo si sono utilizzate le regole della "CD B"

Si riportano di seguito le sezioni utilizzate:

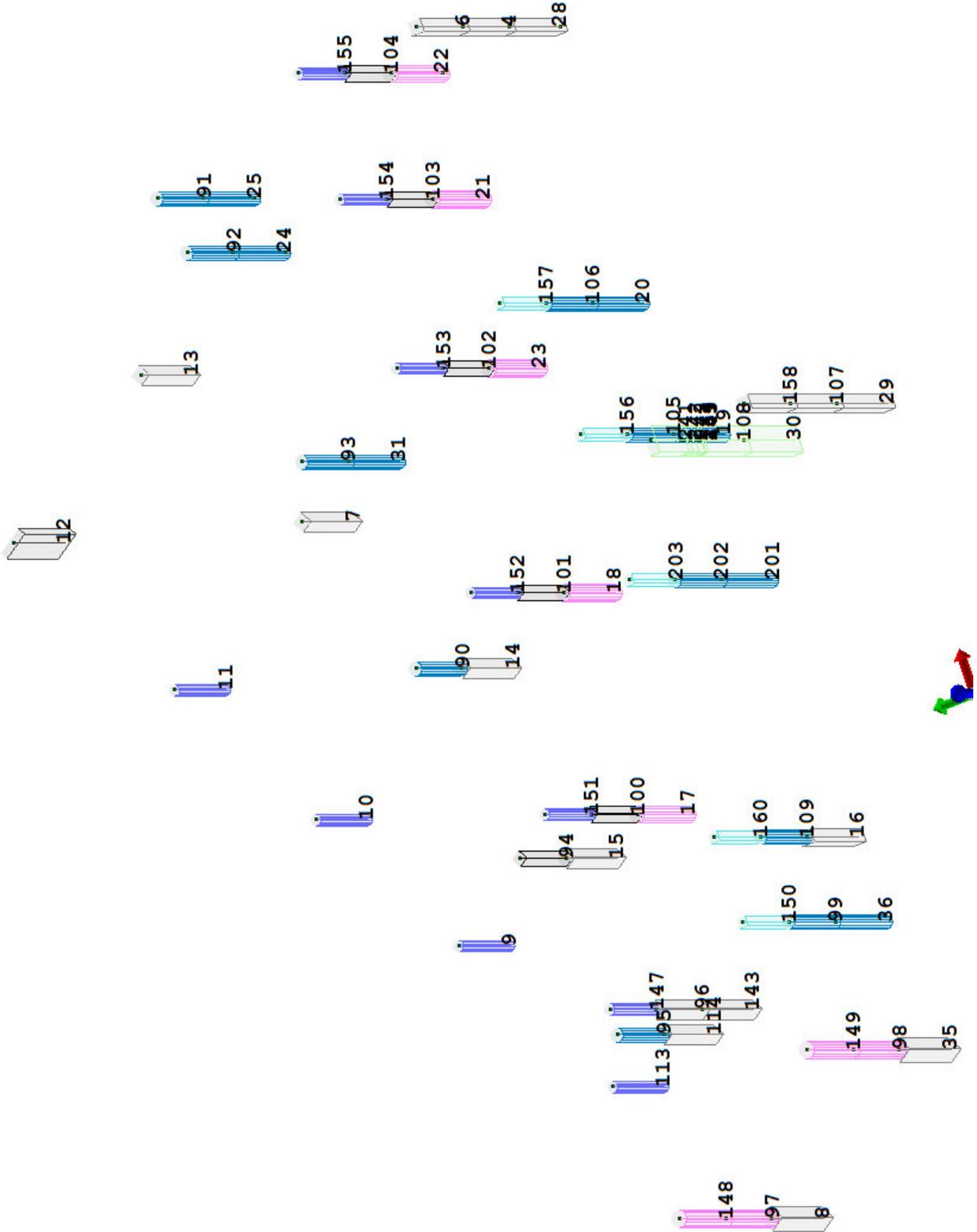
Id	Tipo	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
		cm2	cm2	cm2	cm4	cm4	cm4	cm3	cm3	cm3	cm3
1	Rettangolare: b=50 h=50	2500.00	2083.33	2083.33	8.785e+05	5.208e+05	5.208e+05	2.083e+04	2.083e+04	3.125e+04	3.125e+04
2	Circolare: r=25	1963.50	1656.68	1656.68	6.136e+05	3.068e+05	3.068e+05	1.227e+04	1.227e+04	2.083e+04	2.083e+04
3	HEB 300	149.10	0.0	0.0	185.00	8563.00	2.517e+04	570.90	1677.70	870.10	1868.70
4	Rettangolare: b=40 h=100	4000.00	3333.33	3333.33	1.596e+06	5.333e+05	3.333e+06	2.667e+04	6.667e+04	4.000e+04	1.000e+05
6	Circolare: r=20	1256.64	1060.27	1060.27	2.513e+05	1.257e+05	1.257e+05	6283.19	6283.19	1.067e+04	1.067e+04
7	Circolare: r=30	2827.43	2385.62	2385.62	1.272e+06	6.362e+05	6.362e+05	2.121e+04	2.121e+04	3.600e+04	3.600e+04
10	Circolare: r=0.5	0.79	0.66	0.66	0.10	0.05	0.05	0.10	0.10	0.17	0.17
11	Rettangolare: b=30 h=110	3300.00	2750.00	2750.00	8.199e+05	2.475e+05	3.327e+06	1.650e+04	6.050e+04	2.475e+04	9.075e+04
12	Rettangolare: b=60 h=60	3600.00	3000.00	3000.00	1.822e+06	1.080e+06	1.080e+06	3.600e+04	3.600e+04	5.400e+04	5.400e+04
13	Rettangolare: b=35 h=35	1225.00	1020.83	1020.83	2.109e+05	1.251e+05	1.251e+05	7145.83	7145.83	1.072e+04	1.072e+04
14	Rettangolare: b=40 h=40	1600.00	1333.33	1333.33	3.599e+05	2.133e+05	2.133e+05	1.067e+04	1.067e+04	1.600e+04	1.600e+04

La modellazione tiene in conto della rastremazione e cambio di sezione dei pilastri ai vari piani.





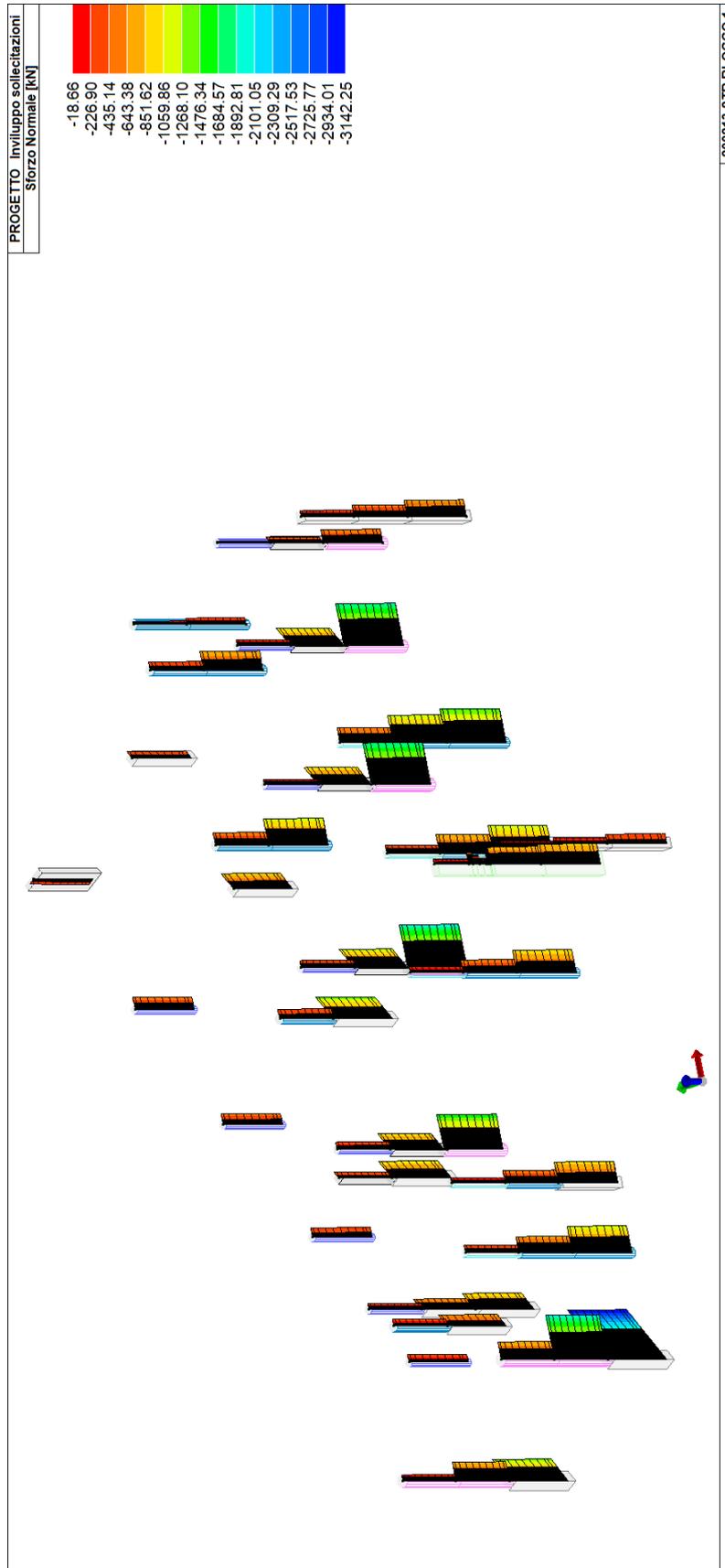
Si riporta di seguito la numerazione degli elementi:





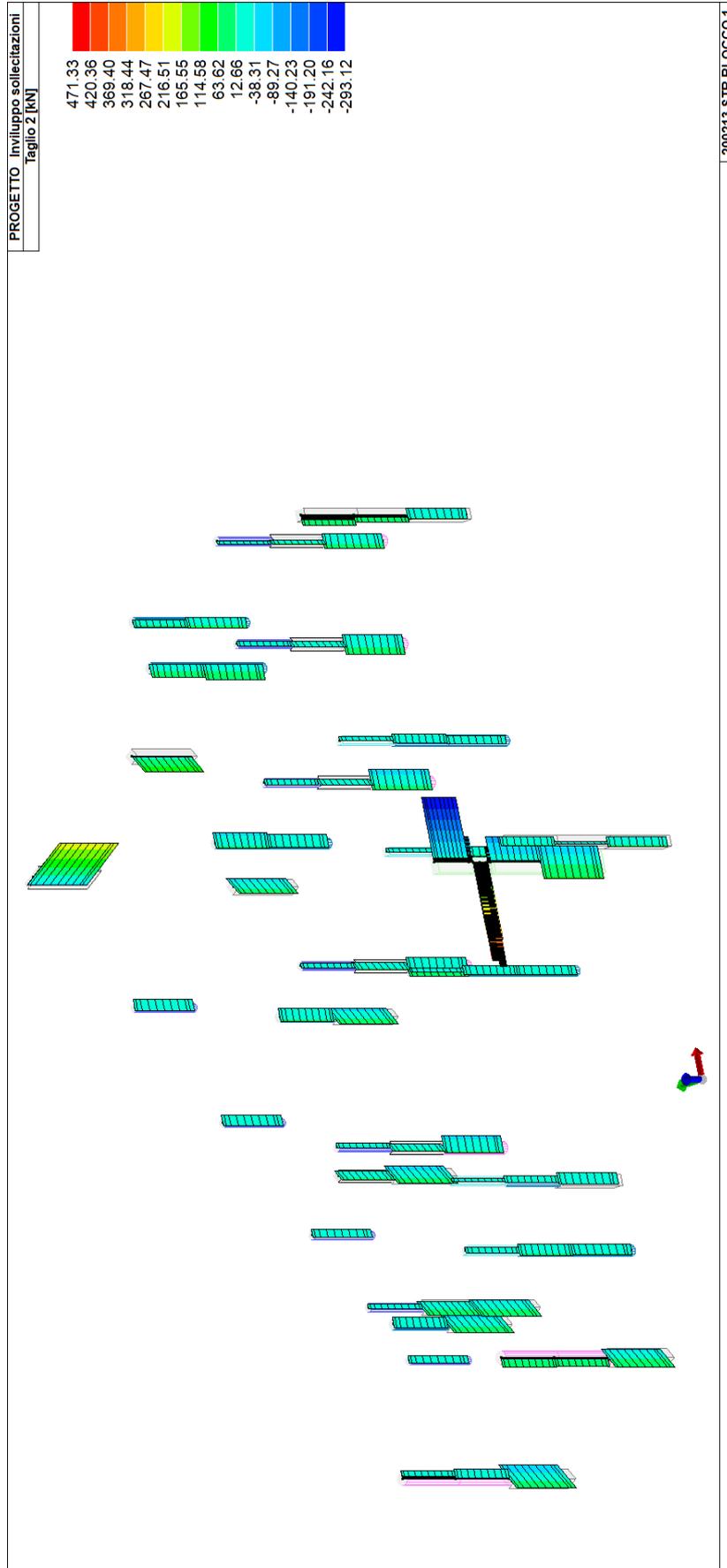
Di seguito l'inviluppo delle sollecitazioni:

SFORZO NORMALE



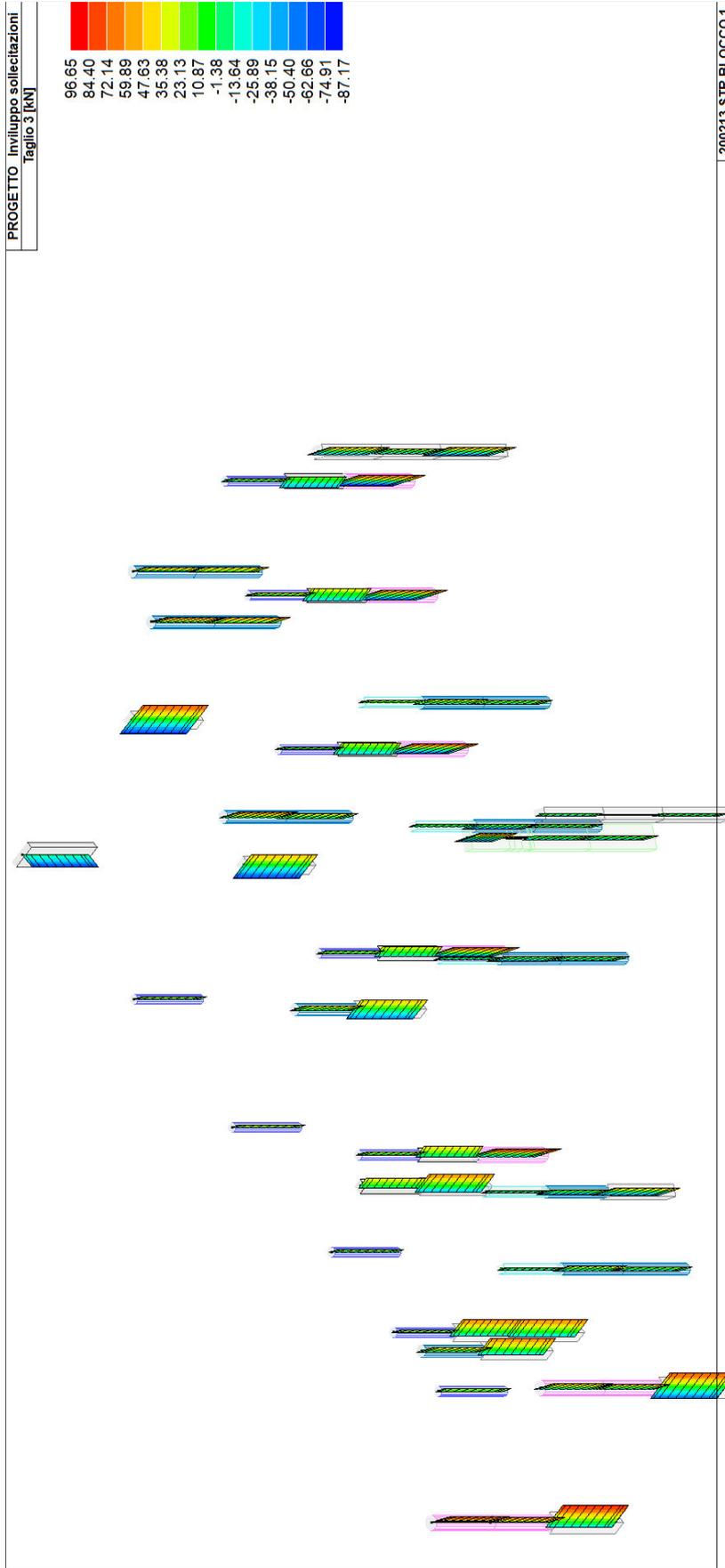


TAGLIO 2



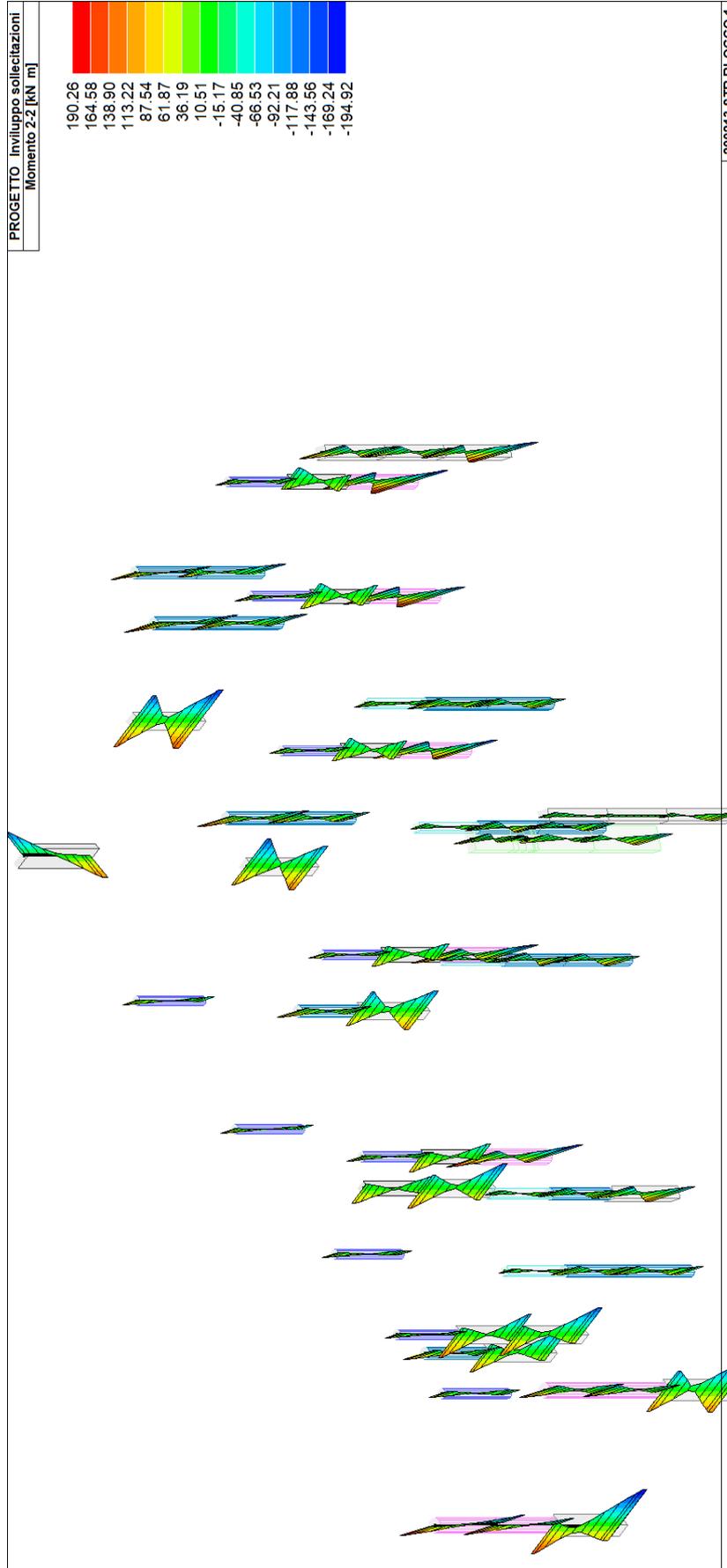


TAGLIO 3



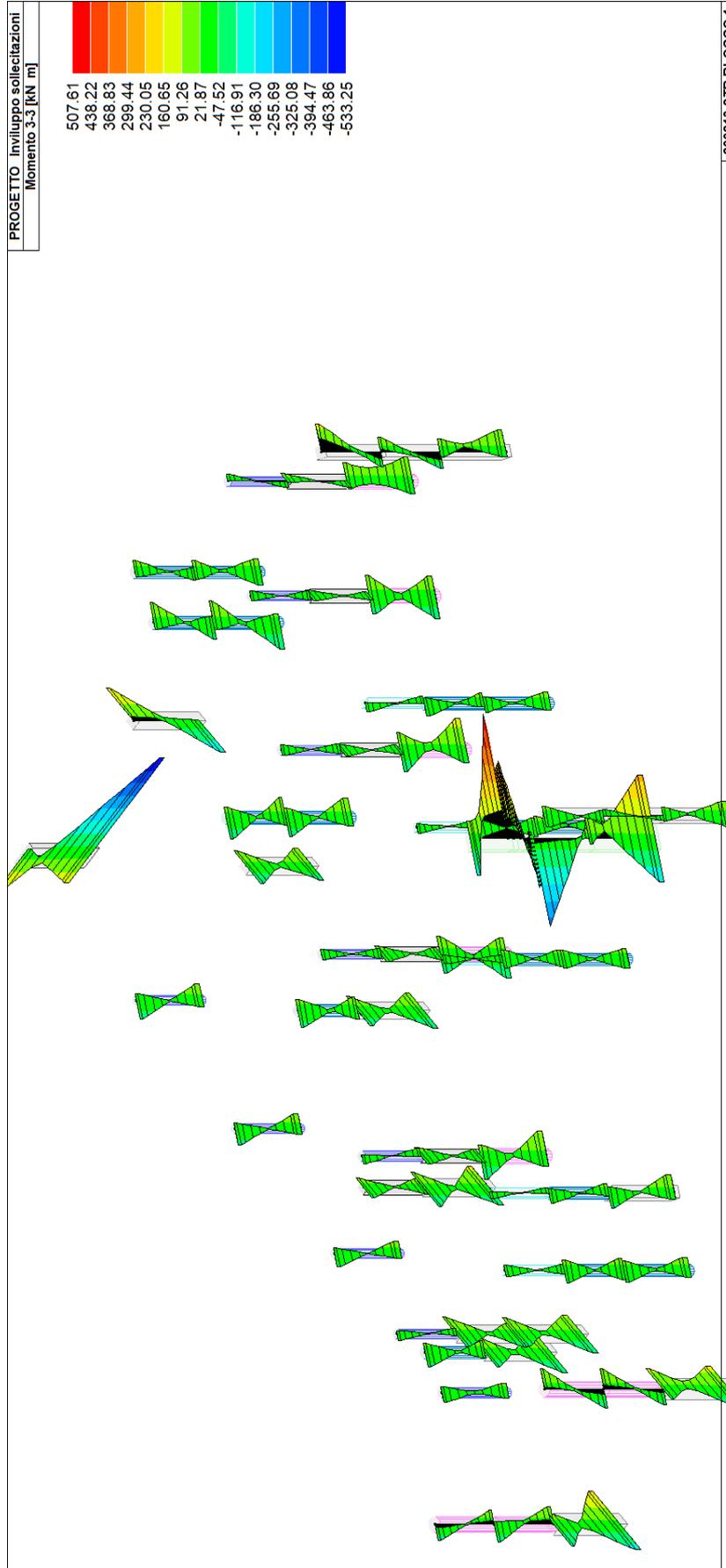


MOMENTO 2-2





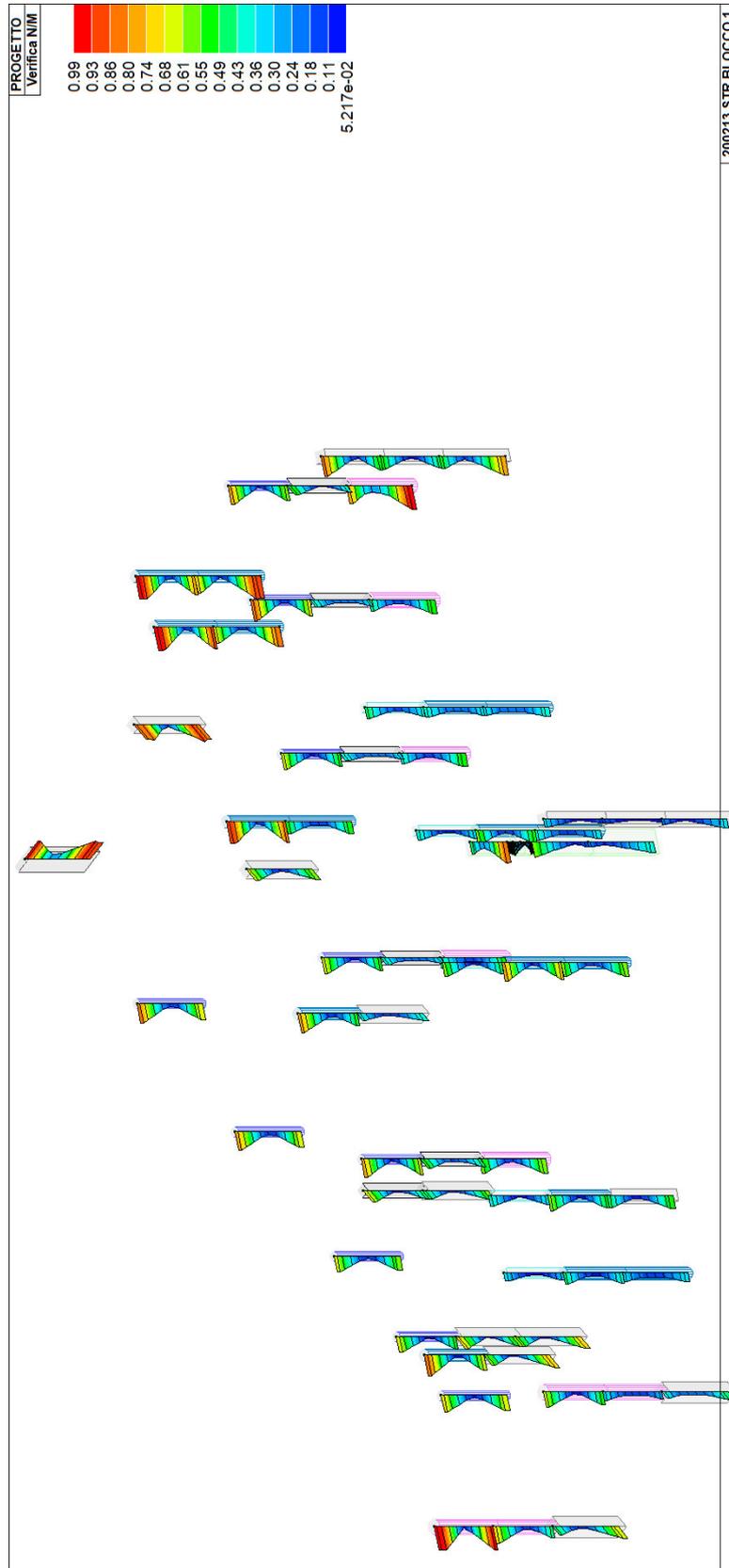
MOMENTO 3-3





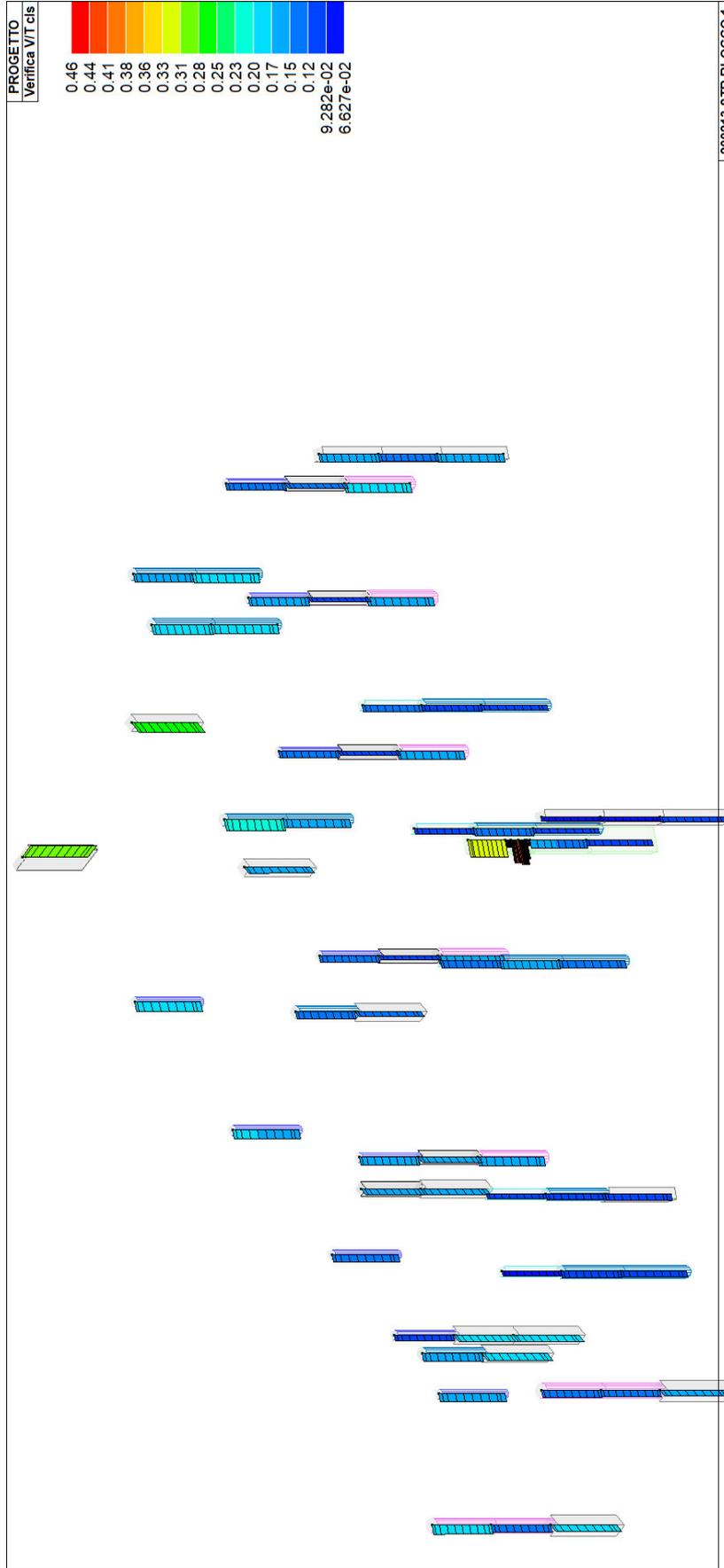
Si riportano le verifiche effettuate:

VERIFICA PRESSOFLESSIONE < 1 -> OK





VERIFICA V/T LATO CLS < 1 -> OK





VERIFICA V/T LATO ACCIAIO < 1 -> OK

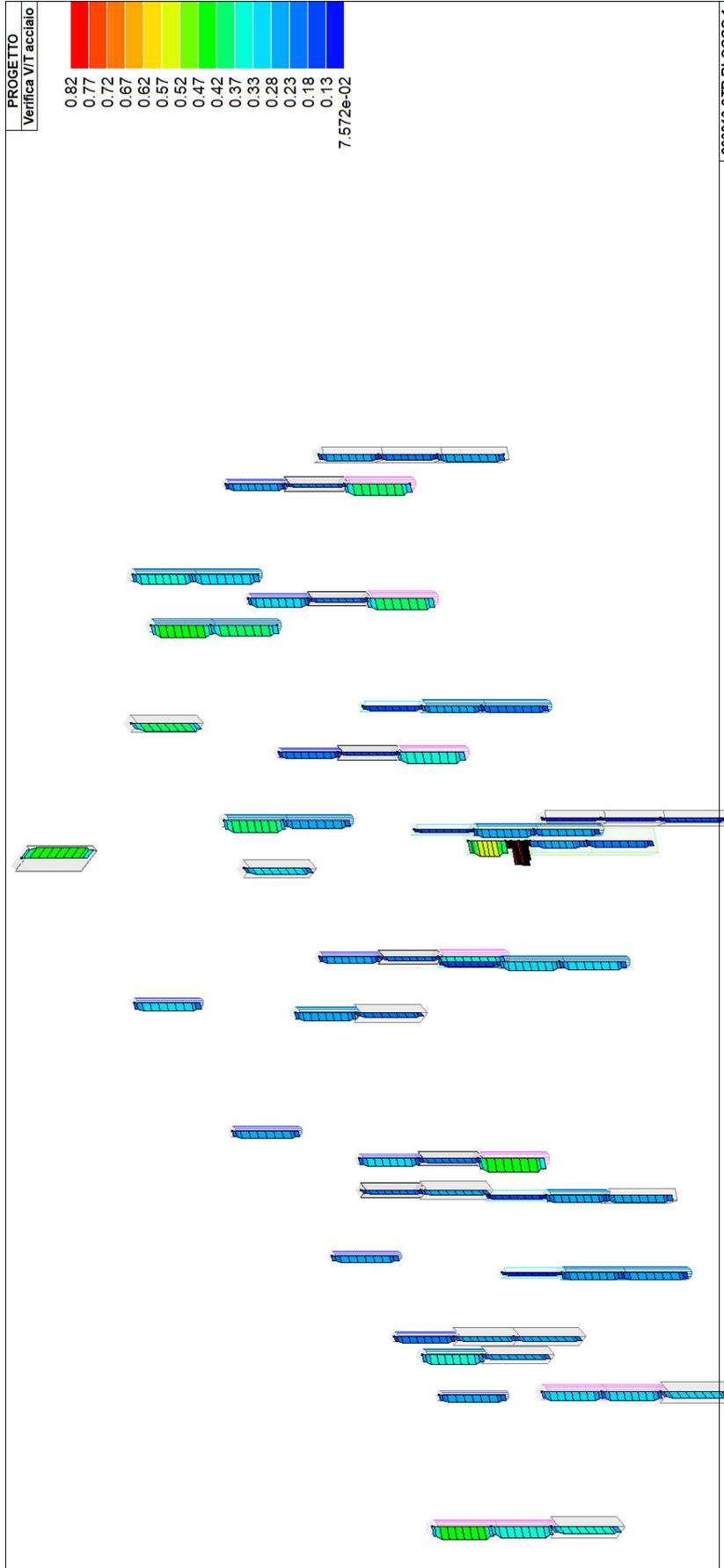
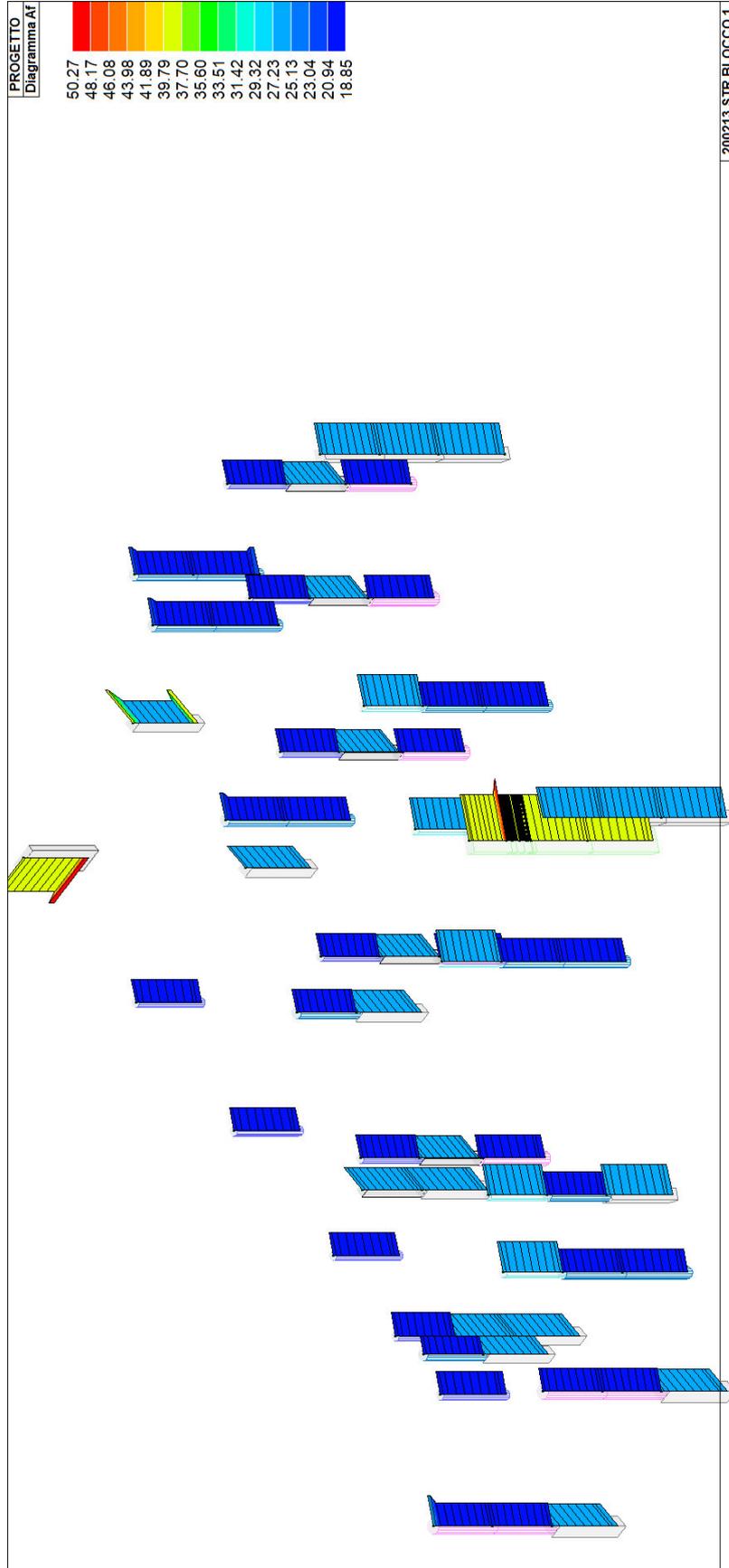


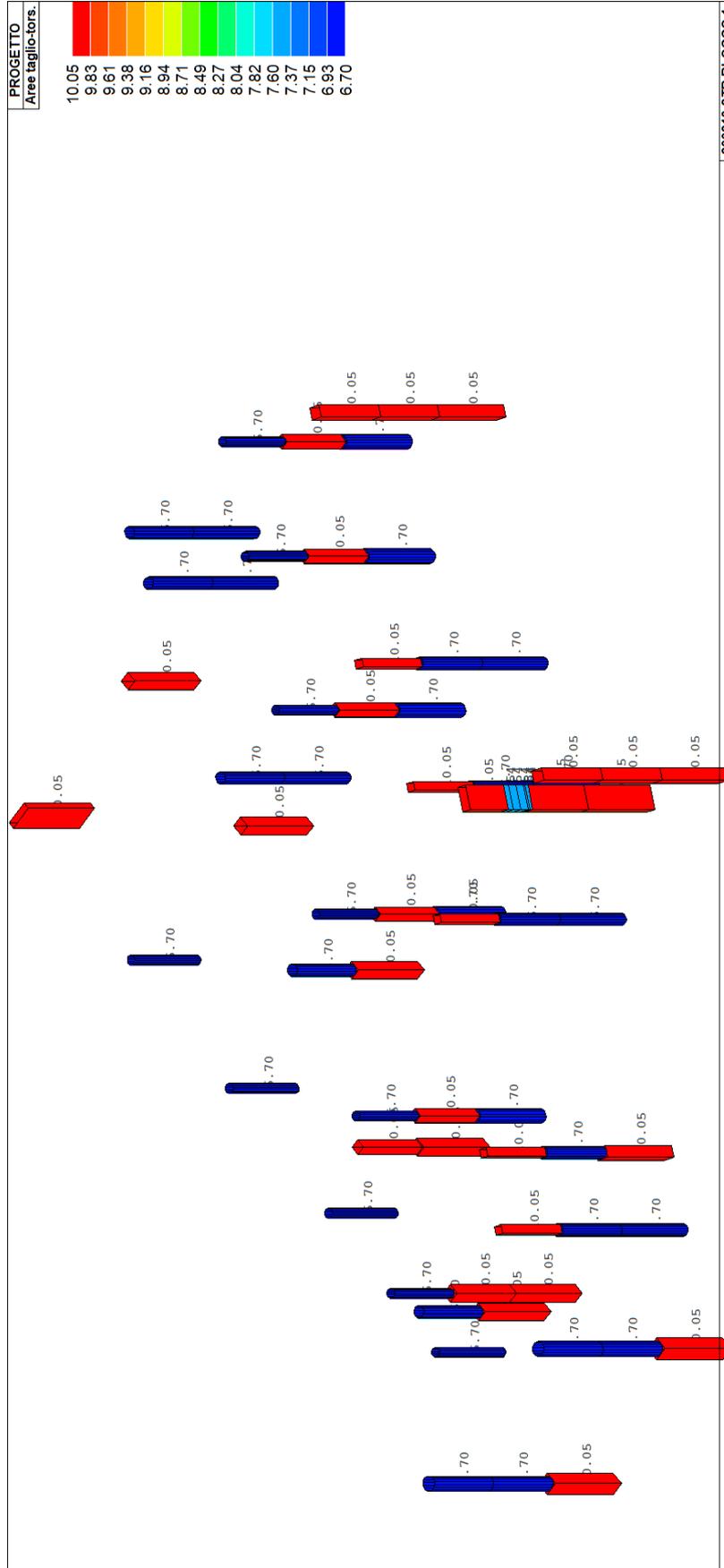


DIAGRAMMA ARMATURA LONGITUDINALE



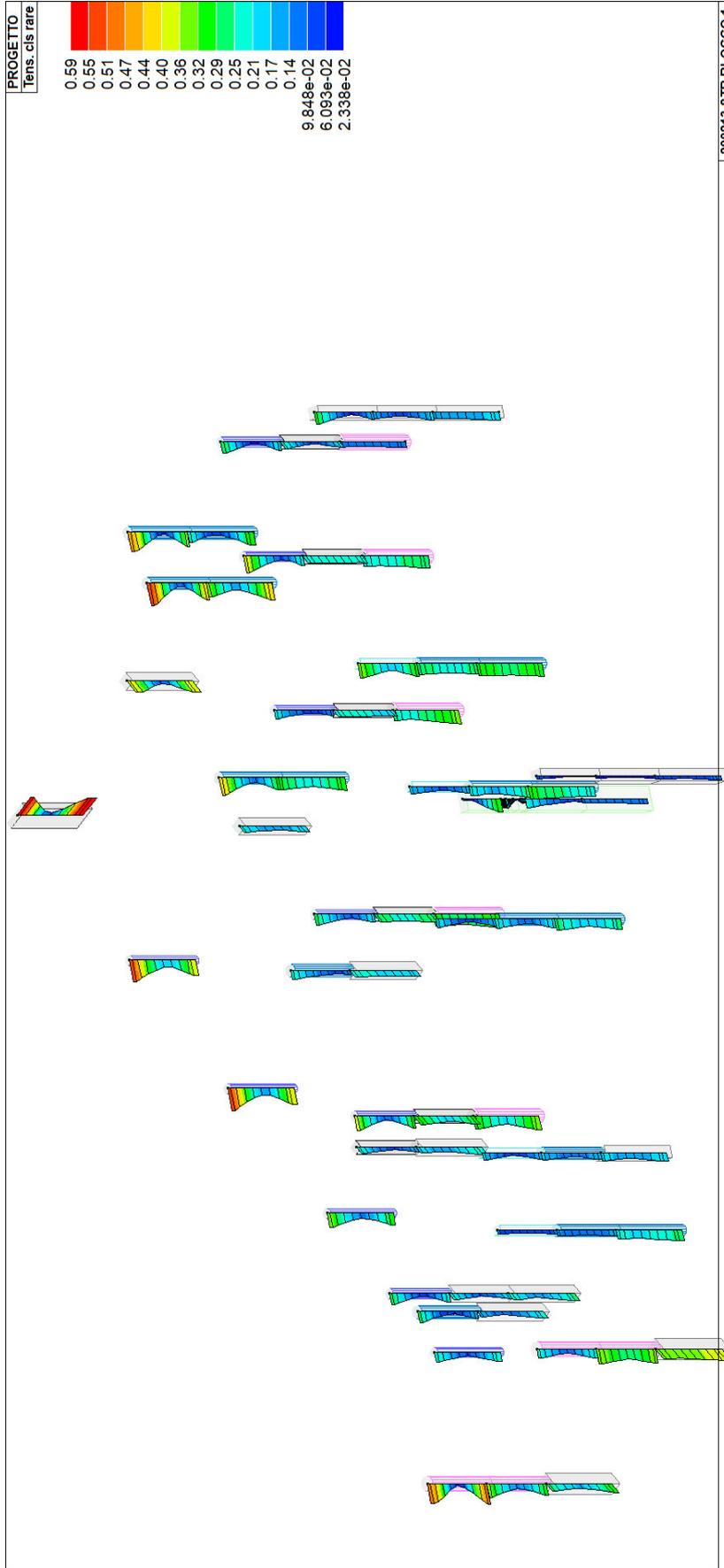


AREA STAFFE



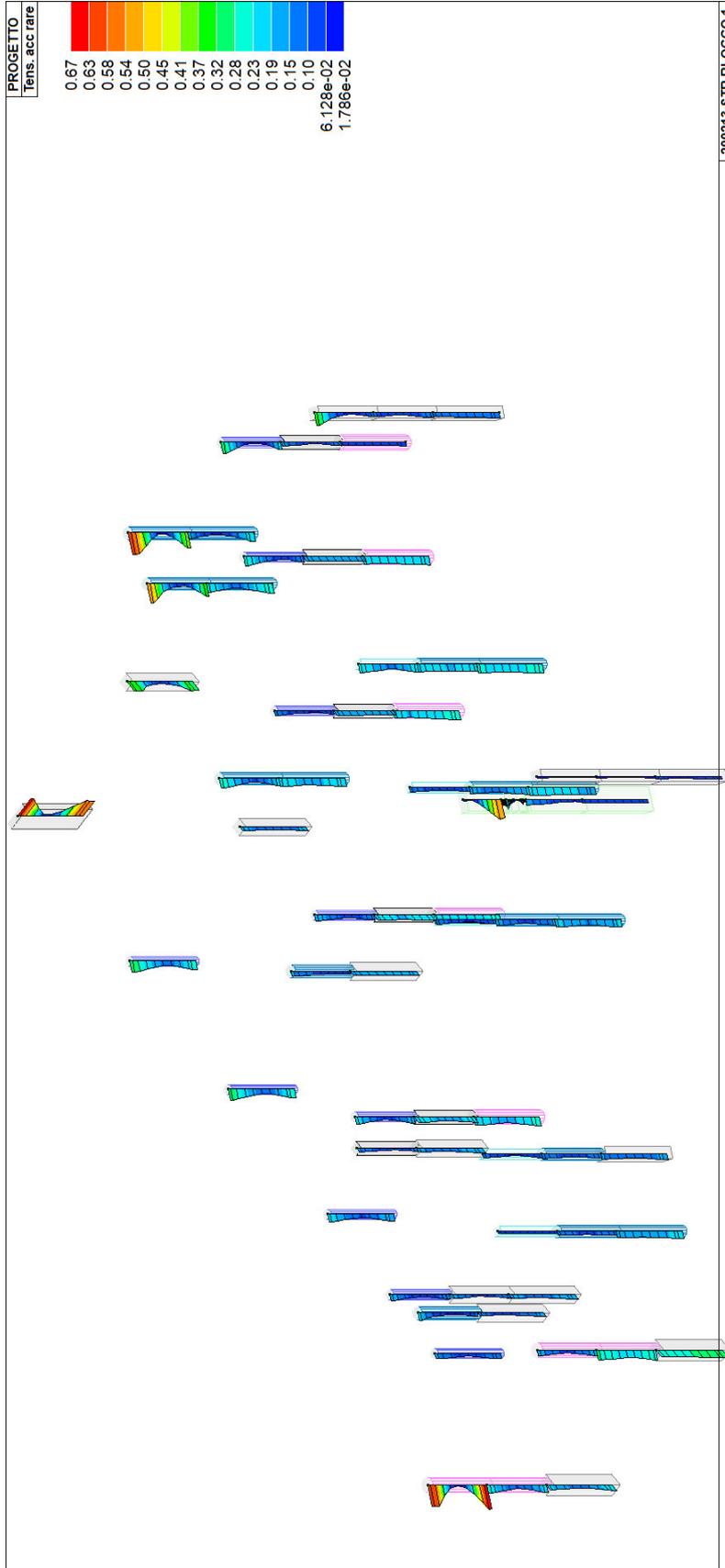


VERIFICA SLE TENSIONI CLS RARE <1 -> OK



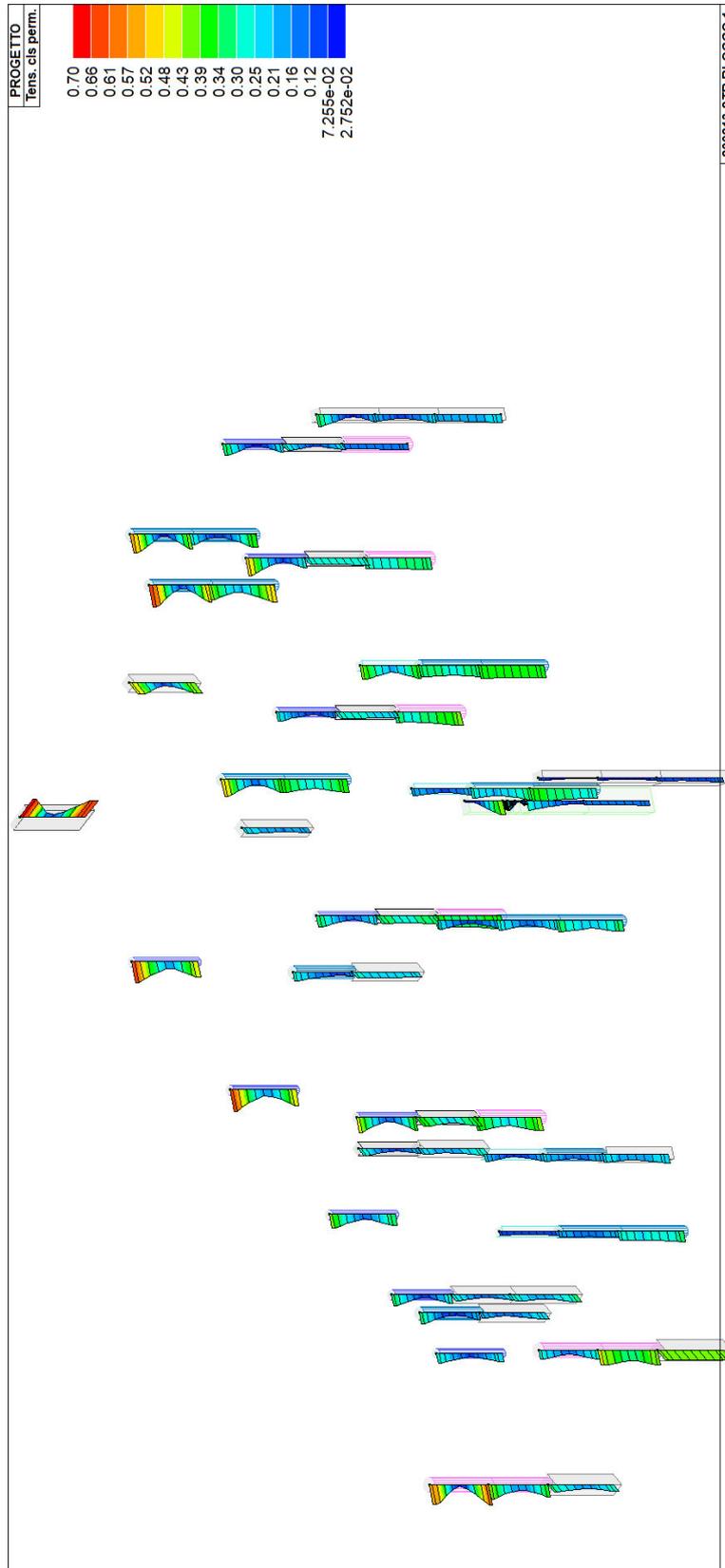


VERIFICA SLE TENSIONI ACCIAIO RARE <1 -> OK





VERIFICA SLE TENSIONI CLS PERMANENTI <1 -> OK



Tutte le verifiche risultano soddisfatte.

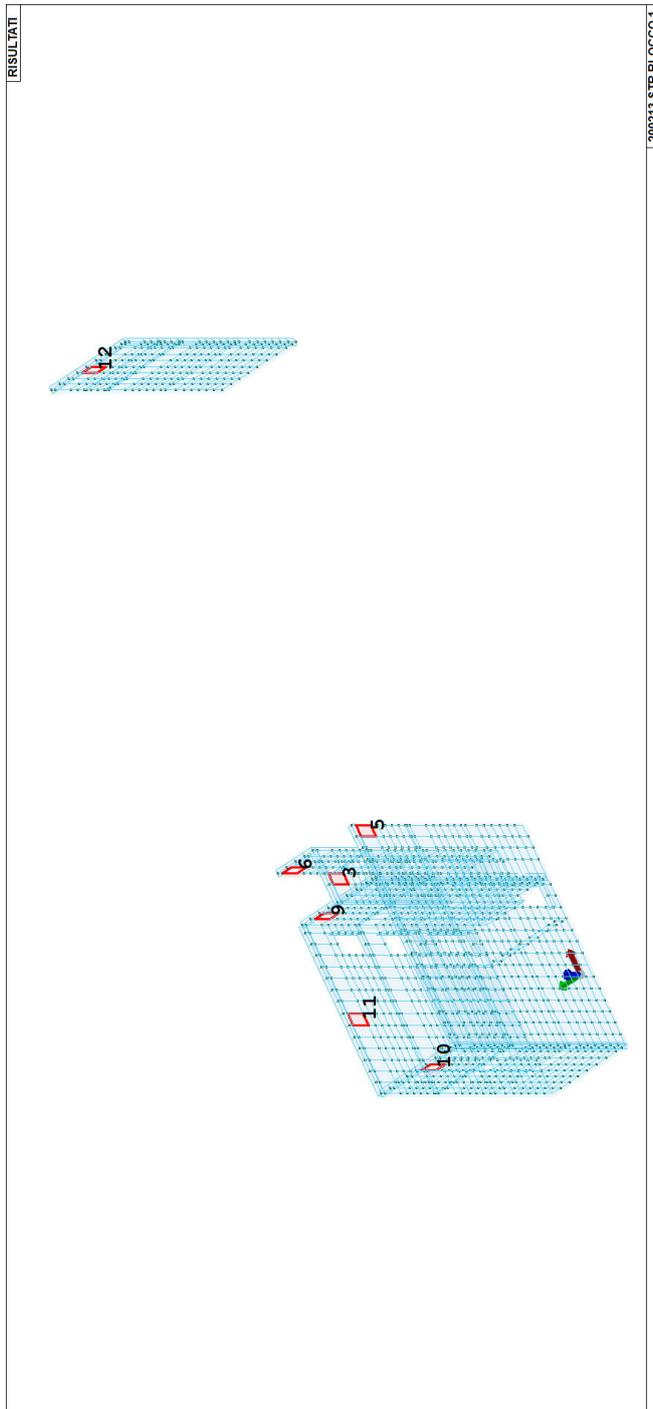


**30. VERIFICHE SETTI C.A.**

Al fine di non appesantire troppo la presente trattazione, i risultati seguenti saranno riportati in forma grafica, precisando che comunque tutti gli elementi sono stati analizzati e risultano verificati ai sensi della normativa vigente (NTC2018).

**TUTTI LE PARETI IN C.A. SONO STATE PROGETTATE COME PARETI NON DISSIPATIVE.**

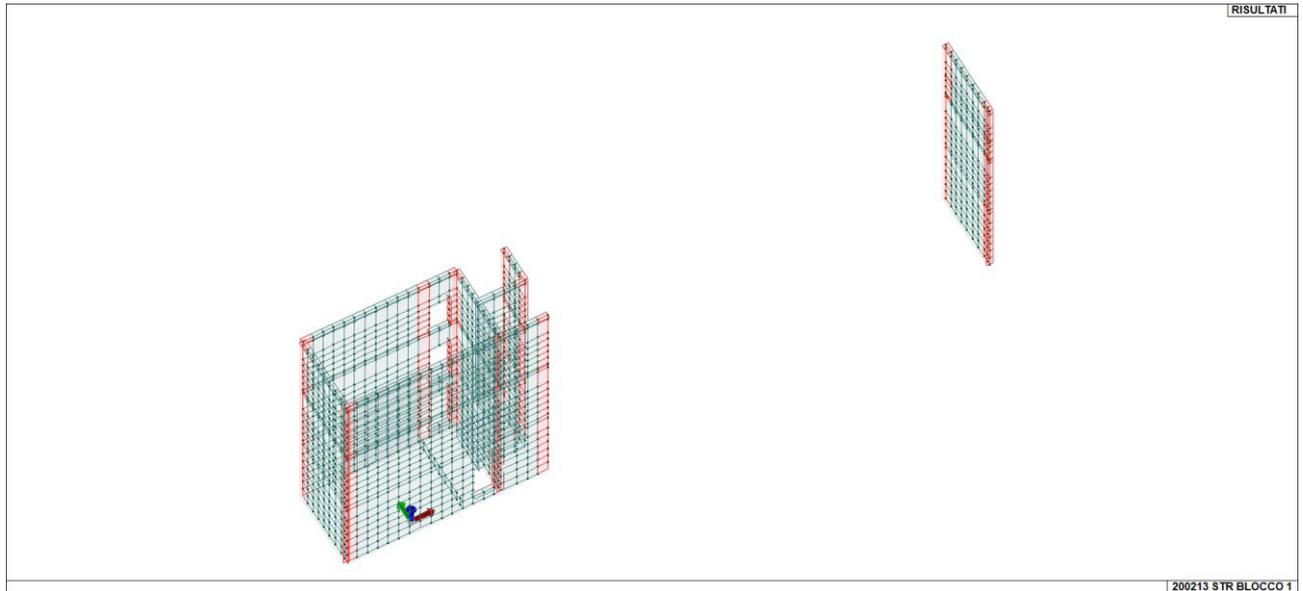
NUMERAZIONE SETTI





Per quanto riguarda la progettazione si sono considerate due zone essendo gli spigoli e i bordi i più sollecitati dalle azioni sismiche.

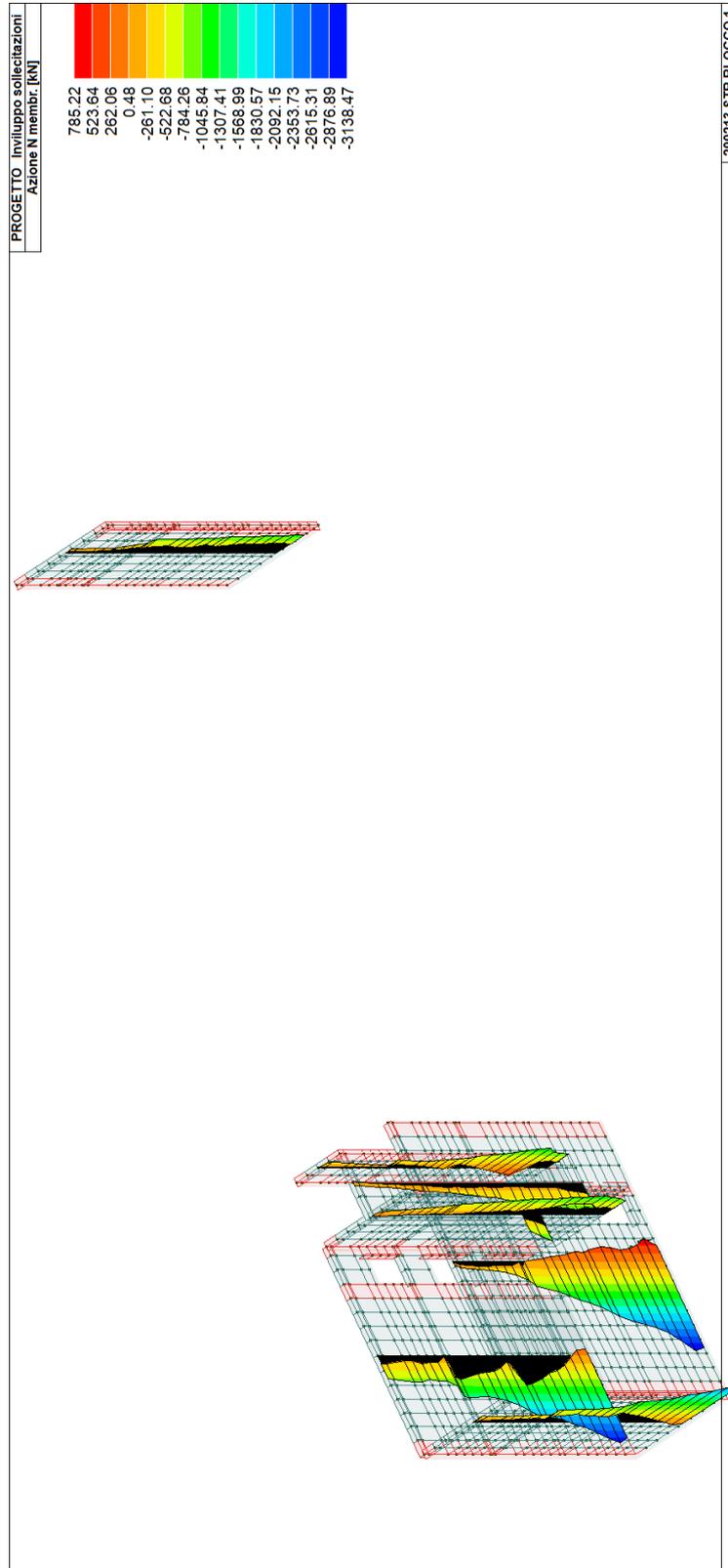
Nelle zone "verdi" l'armatura è costituita da barre  $\varnothing 16/20$  verticali e  $\varnothing 12/20$  orizzontali mentre nelle zone "rosse"  $\varnothing 16/10$  verticali e  $\varnothing 12/20$  orizzontali. Inoltre le armature di ripresa con le fondazioni sono costituiti da  $\varnothing 18/20$  e  $\varnothing 18/10$ .





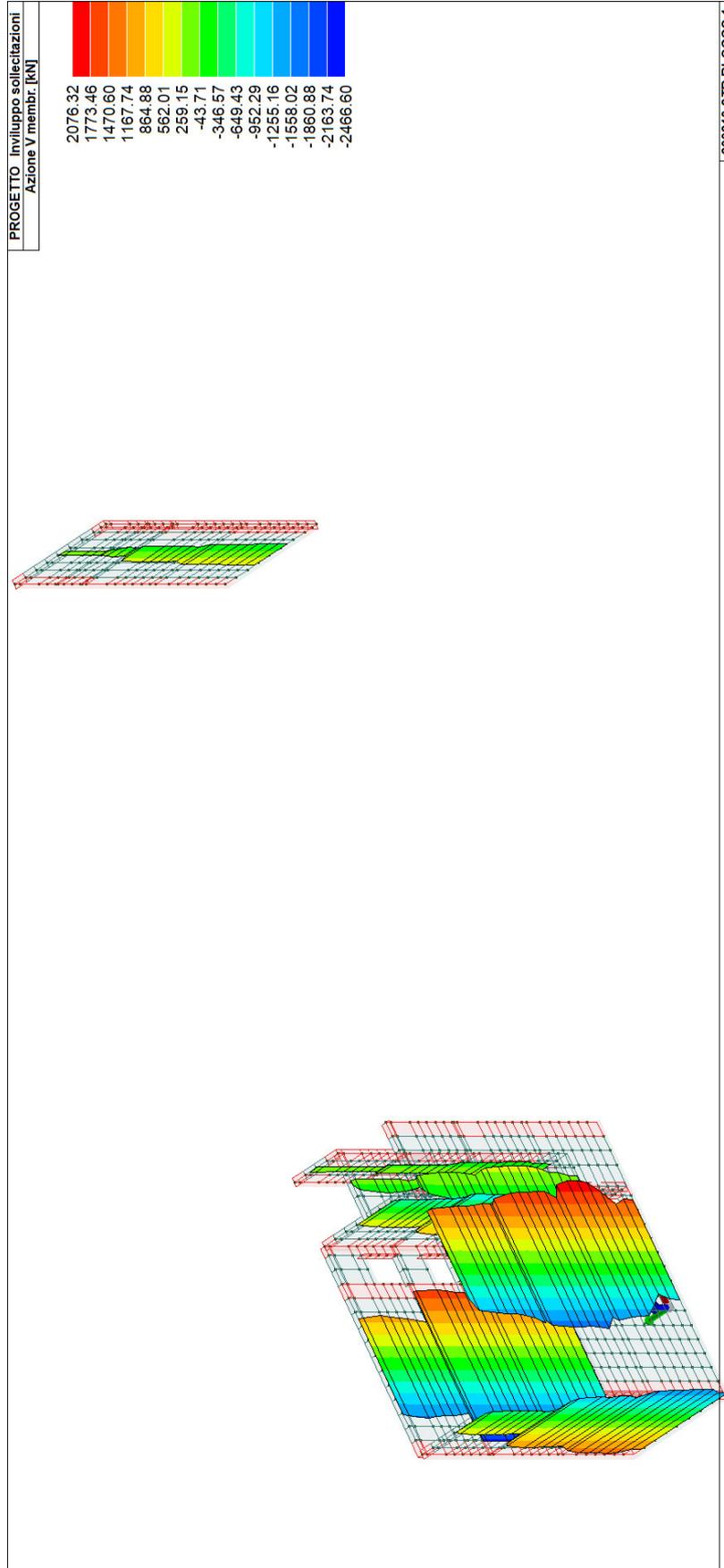
Si riportano gli involuپی delle sollecitazioni:

SFORZO NORMALE MEMBRANALE



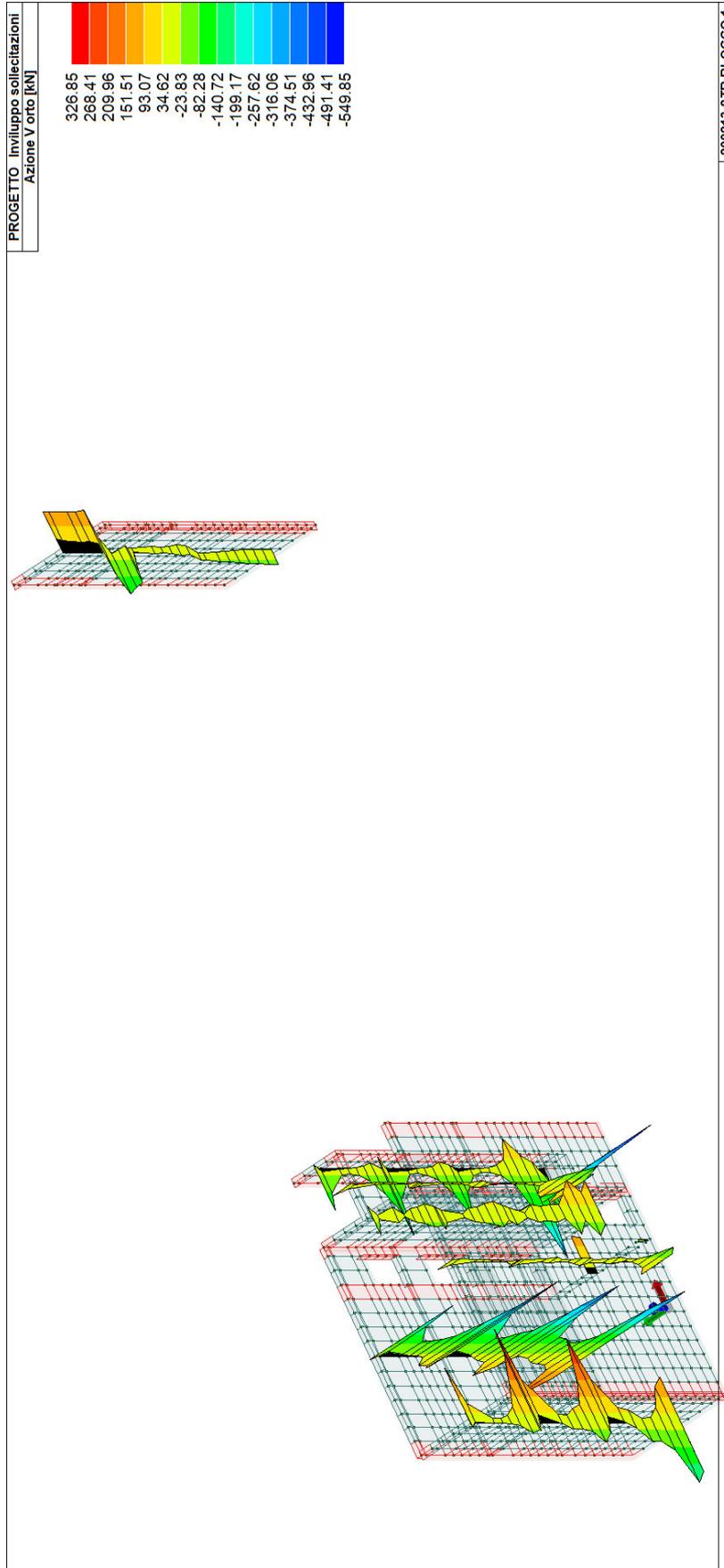


AZIONE MEMBRANALE DI TAGLIO





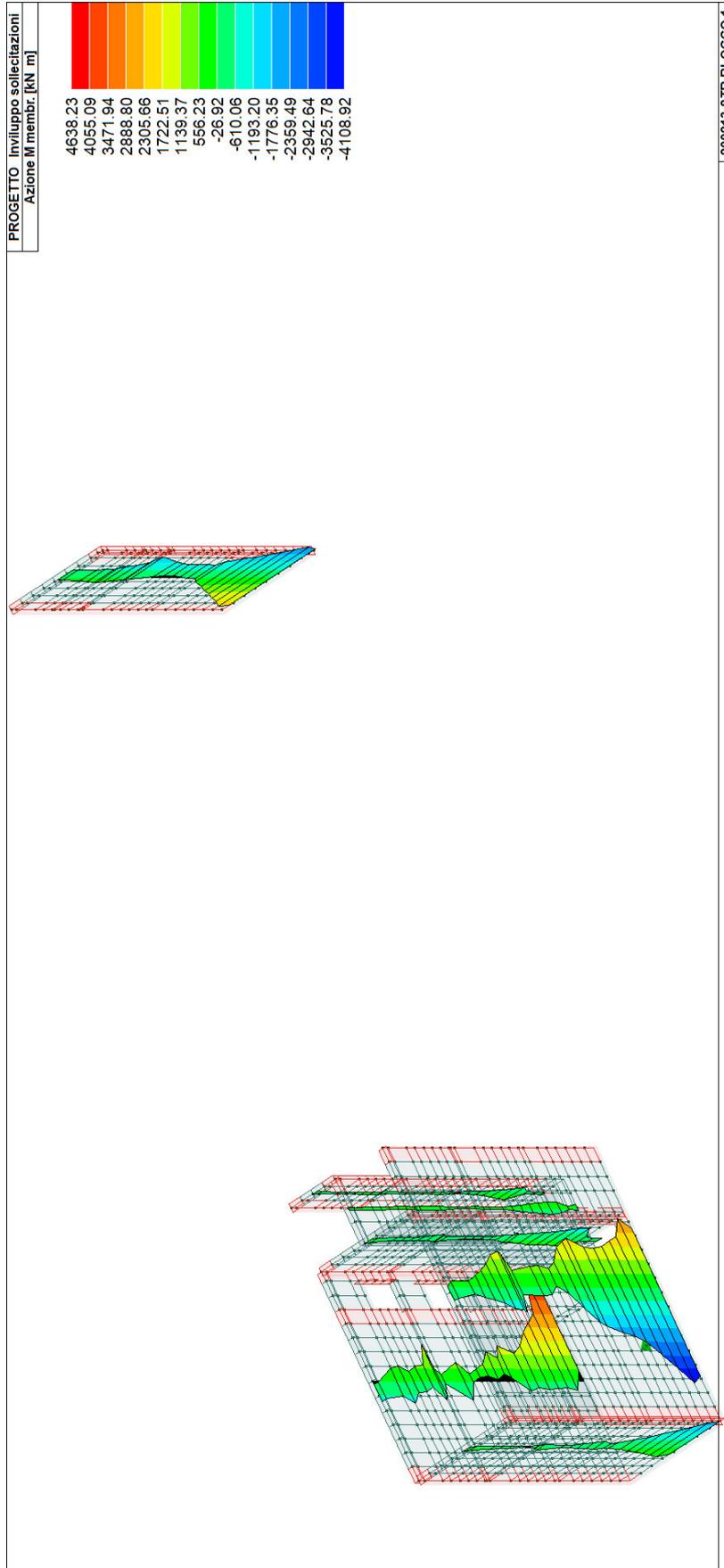
AZIONE ORTOGONALE DI TAGLIO



200213 \$ TR EL COCCO 1



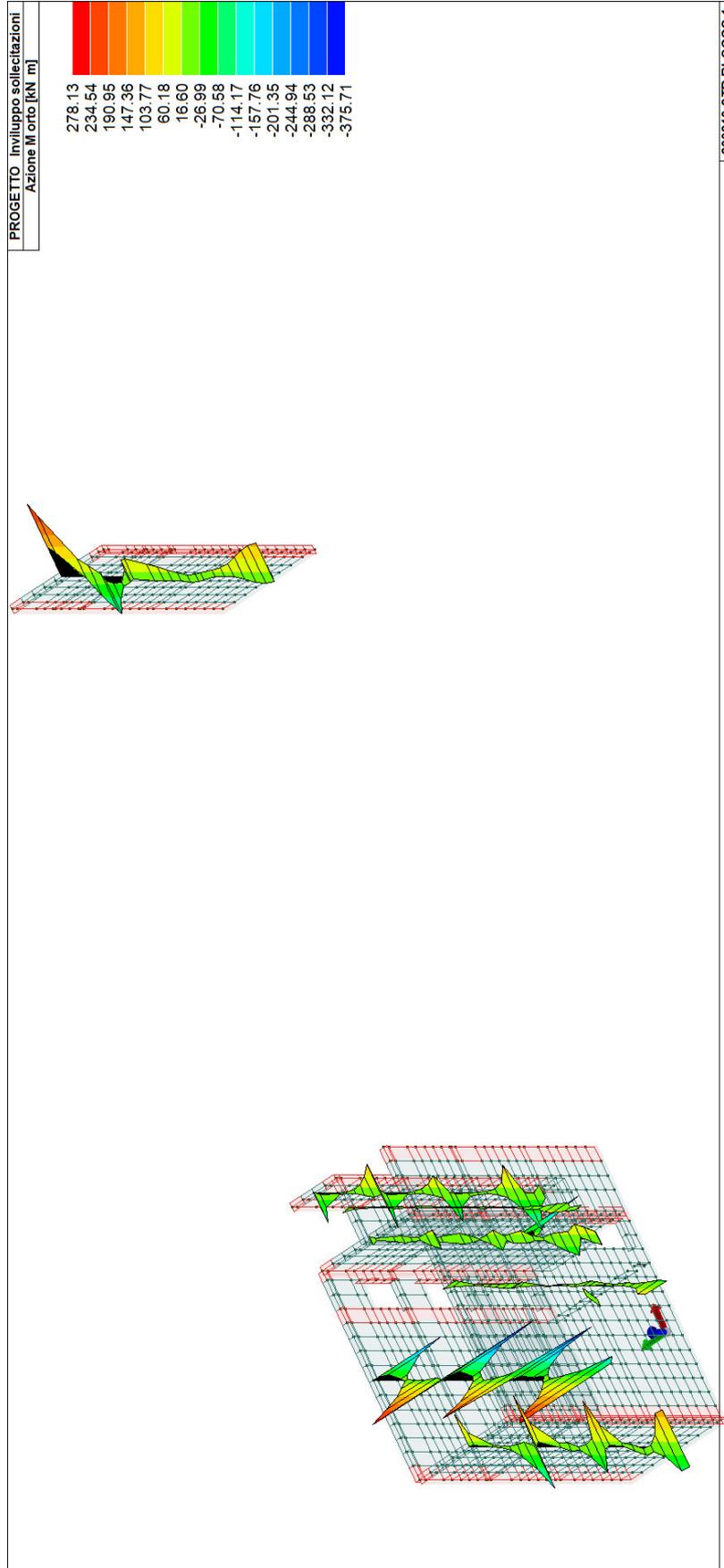
AZIONE MEMBRANALE MOMENTO



200213 STR BLOCCO 1

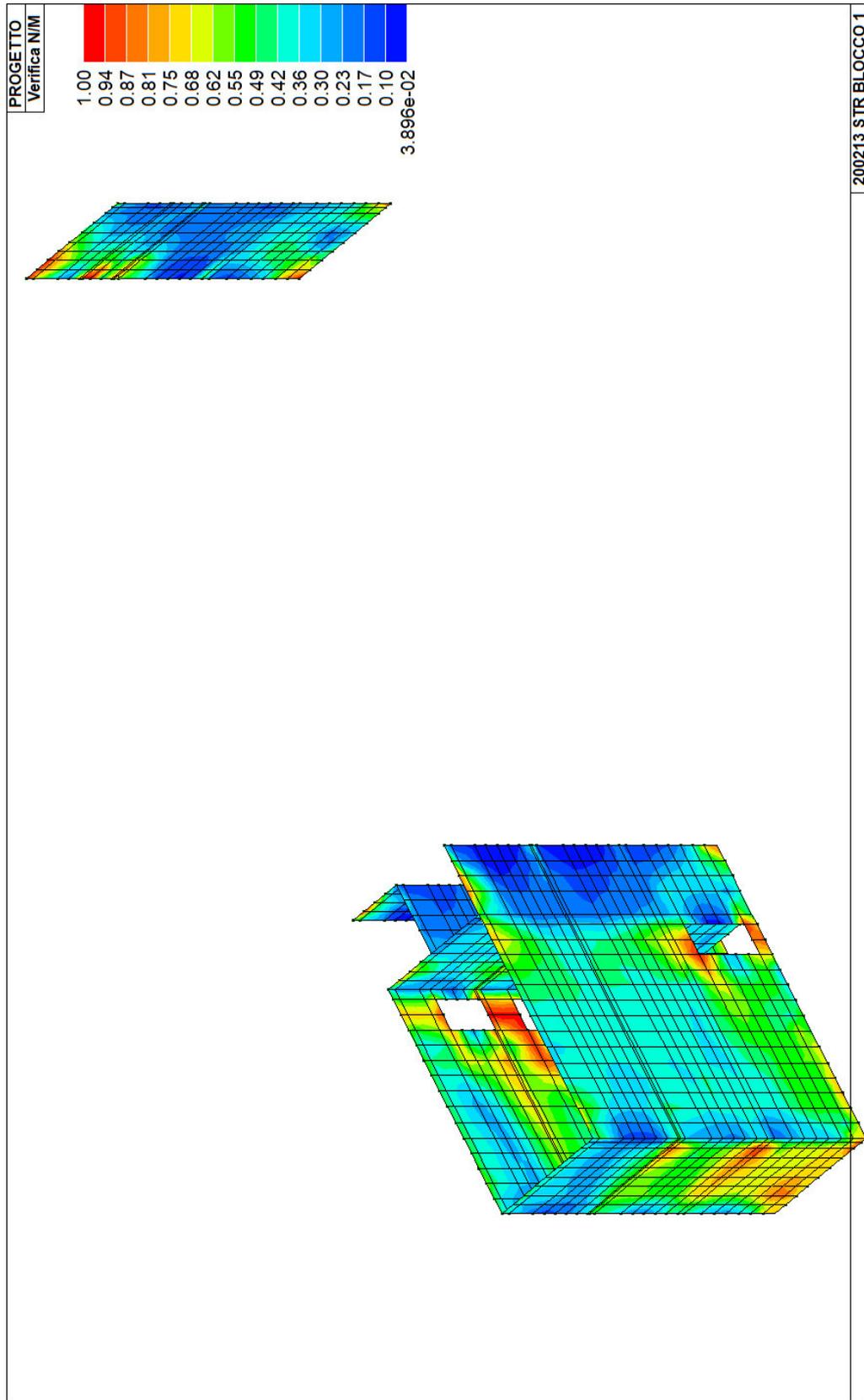


AZIONE ORTOGONALE MOMENTO





Si riporta il riepilogo delle verifiche SLU:



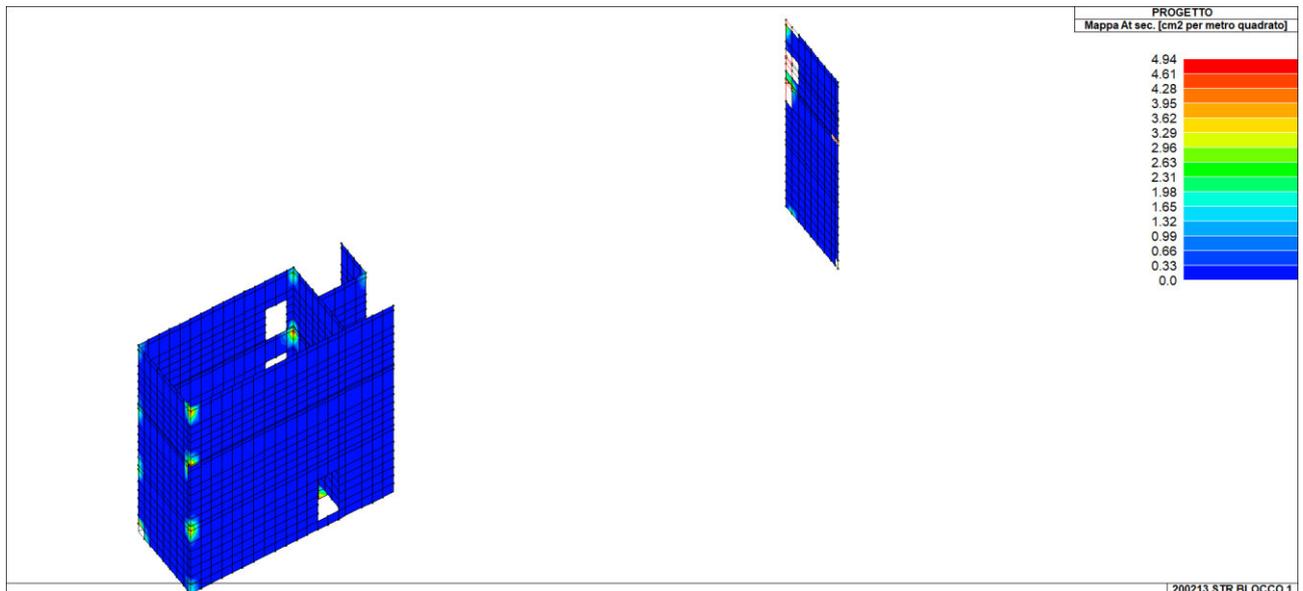
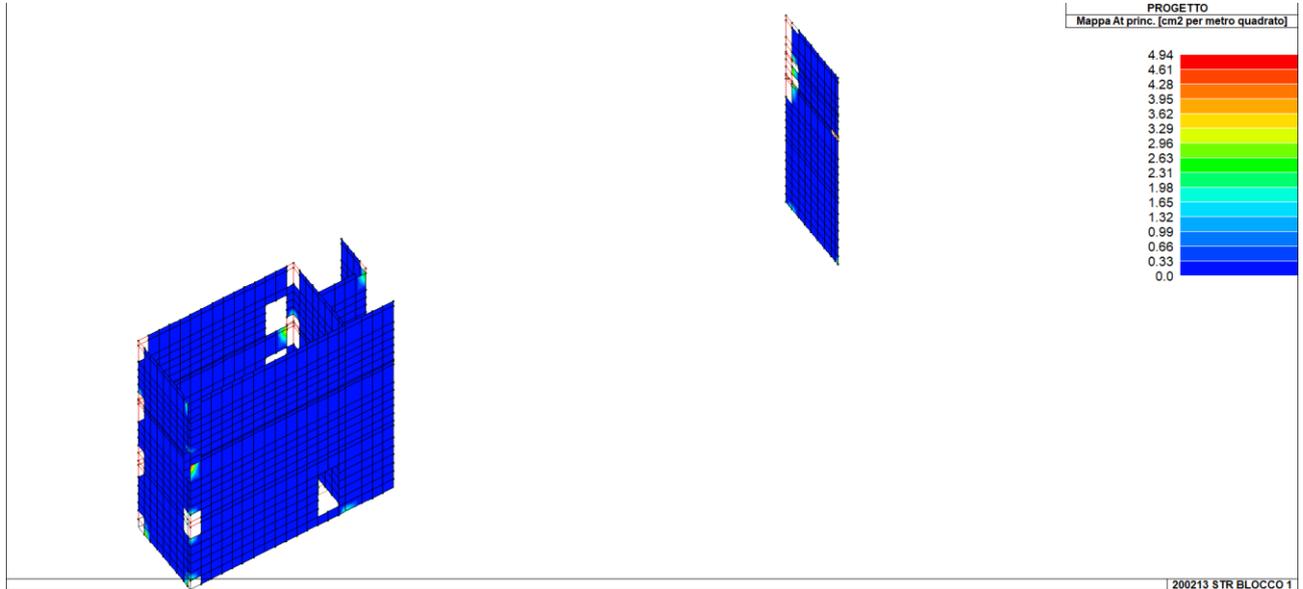
Le verifiche SLU dei setti risultano soddisfatte.



I setti dovranno essere provvisti di idonea armatura a taglio.

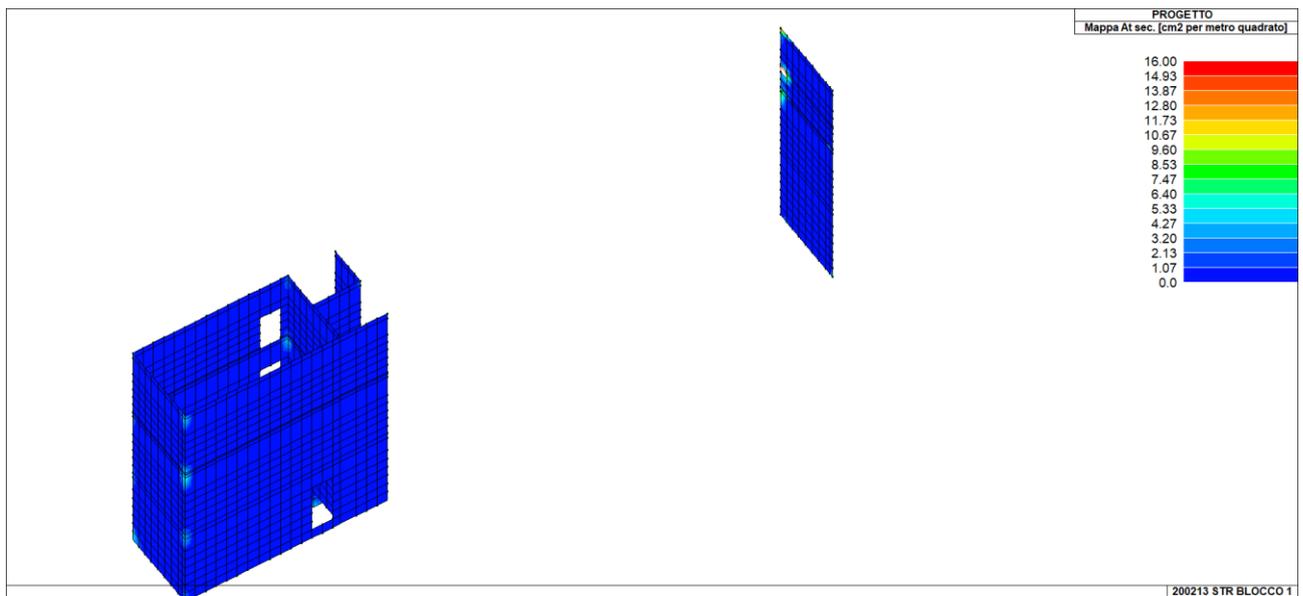
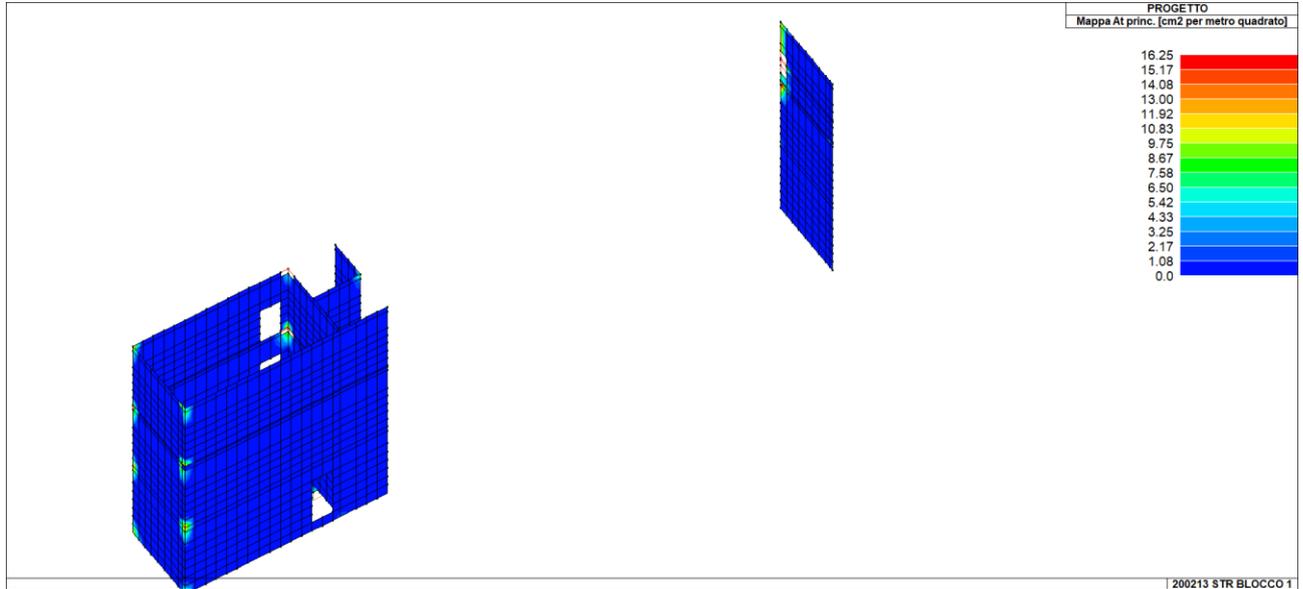
L'armatura a taglio di base è costituita da spilli  $\varnothing 10/40 \times 40$  (4,94 cm<sup>2</sup>)

Si riportano le zone verificate a taglio con l'armatura di base:





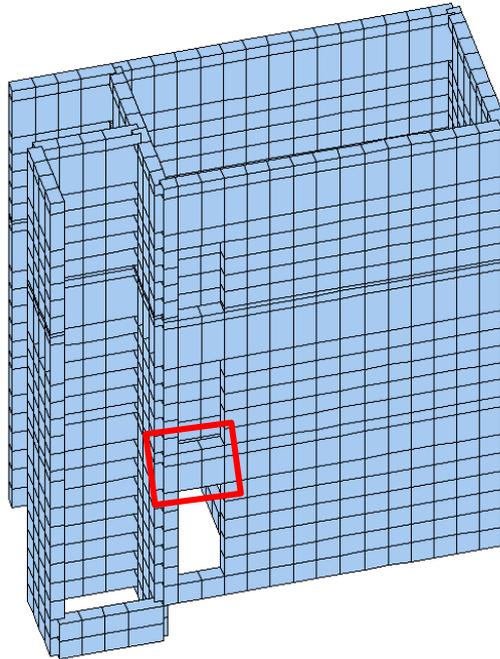
Sui bordi sono inoltre previste staffe  $\varnothing 12/20$  ( $4,94+11,31 = 16,25 \text{ cm}^2$ )



Le verifiche a taglio sono soddisfatte.



Si riportano di seguito le verifiche effettuate sulle travi di collegamento dei setti.



<b>☐ Coefficienti parziali per materiali</b>	
CLS - Gamma c	1.50
Acciaio - Gamma a	1.15
FRP - Gamma f	1.25
FRP - Gamma f delaminazione	1.50
<b>☐ Coefficienti per effetti di lunga durata</b>	
Alfa cc	0.85
Alfa cc (incendio)	1.00
<b>☐ Diagramma tensioni-deformazioni</b>	
Diagramma calcestruzzo	parabola - limite elastico
Diagramma acciaio	limite elastico
<b>☐ Proprietà dell'armatura</b>	
Classificazione acciaio	Tipo C
(ft / fy )k	1.1500

Nelle verifiche si è considerato il limite elastico del calcestruzzo e dell'acciaio.

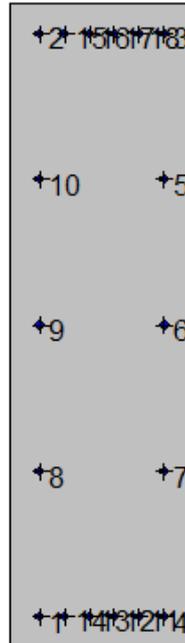
Le travi di collegamento sono armate con 5+5  $\varnothing 12$  laterali + 4+4  $\varnothing 14$  sup e inf e staffe  $\varnothing 8/10$



30.1 VERIFICA MEZZERIA TRAVE COLLEGAMENTO

**Geometria della sezione:**

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	105,0
3	30,0	105,0
4	30,0	0,0



**Armature:**

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	4,9	4,9	1,13	no
2	4,9	100,1	1,13	no
3	25,1	100,1	1,13	no
4	25,1	4,9	1,13	no
5	25,1	76,3	1,13	no
6	25,1	52,5	1,13	no
7	25,1	28,7	1,13	no
8	4,9	28,7	1,13	no
9	4,9	52,5	1,13	no
10	4,9	76,3	1,13	no
11	21,0	5,0	1,54	no
12	17,0	5,0	1,54	no
13	13,0	5,0	1,54	no
14	9,0	5,0	1,54	no
15	9,0	100,0	1,54	no
16	13,0	100,0	1,54	no
17	17,0	100,0	1,54	no
18	21,0	100,0	1,54	no

**Normativa di riferimento:**

D.M. 17/01/2018 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

**Note:**

Verifiche SLE per ambiente ordinario

**Materiali:**

**Calcestruzzo classe: C20/25**

Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 250 daN/cm<sup>2</sup>  
 fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 207 daN/cm<sup>2</sup>  
 fctm (resistenza a trazione media) = 23 daN/cm<sup>2</sup>  
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 134754 daN/cm<sup>2</sup>  
 E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 301850 daN/cm<sup>2</sup>  
 C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12  
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050  
 Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc



**Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C**

fyk (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm<sup>2</sup>

fkt (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm<sup>2</sup>

suk (deformazione di rottura) = 0.075

G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm<sup>2</sup>

E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm<sup>2</sup>

C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30

Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012

Peso specifico = 7850 daN/m<sup>3</sup>

**Verifiche stato limite ultimo:**

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N kN	Mx kN m	My kN m	Tipo	Nu kN	Mxu kN m	Myu kN m	Sd/Su	Verif.
1	-32,9	-35,7	12,3	P	-124,2	-134,7	46,6	0,260	OK
				M	-614,8	-35,7	12,4	0,050	
				N	-32,9	-154,7	53,5	0,230	
2	-35,4	-34,5	12,5	P	-132,2	-128,8	46,7	0,270	OK
				M	-615,3	-34,6	12,5	0,060	
				N	-35,4	-149,4	54,1	0,230	
3	-24,9	-30,0	9,8	P	-117,1	-141,2	46,3	0,210	OK
				M	-673,0	-30,1	9,9	0,040	
				N	-24,9	-162,2	53,1	0,180	
4	-27,4	-28,8	10,0	P	-127,2	-133,8	46,4	0,210	OK
				M	-673,7	-28,9	10,0	0,040	
				N	-27,4	-155,7	54,0	0,180	
5	-31,9	-33,5	11,5	P	-128,0	-134,5	46,2	0,250	OK
				M	-635,2	-33,5	11,5	0,050	
				N	-31,9	-155,7	53,5	0,210	

-----OMISSIS-----

298	-88,1	34,8	7,0	P	-313,5	123,9	25,0	0,280	OK
				M	-707,8	34,9	7,0	0,120	
				N	-88,1	195,3	39,4	0,180	
299	-38,8	-4,7	11,2	P	-193,8	-23,7	55,8	0,200	OK
				M	-721,6	-4,7	11,1	0,050	
				N	-38,7	-30,1	70,8	0,160	
300	-45,6	-8,1	11,7	P	-204,8	-36,5	52,8	0,220	OK
				M	-702,8	-8,1	11,7	0,060	
				N	-45,5	-46,9	67,9	0,170	

Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N kN	Mx kN m	My kN m	Tipo	Nu kN	Mxu kN m	Myu kN m	Sd/Su	Verif.
65	-176,7	131,9	7,9	P	-277,7	207,3	12,5	0,640	OK
65	-176,7	131,9	7,9	M	-442,4	132,0	7,9	0,400	OK
65	-176,7	131,9	7,9	N	-176,7	247,8	14,9	0,530	OK

**Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:**

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS:  $\sigma_{cL} = 12420,0$  kN/m<sup>2</sup> (verifica Ok per  $\sigma/\sigma_{cL} < 1$ )

Acciaio:  $\sigma_{aL} = 360000,0$  kN/m<sup>2</sup> (verifica Ok per  $\sigma/\sigma_{aL} < 1$ )

Cmb	n. e stato	Mx kN m	My kN m	N kN	$\sigma_c$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	$\sigma_a$ kN/m <sup>2</sup>	$\sigma_a/\sigma_{aL}$
301	OK	-27,0	9,1	-24,7	-2272,4	0,18	74644,1	0,21
302	OK	-26,2	9,2	-26,4	-2262,5	0,18	75422,5	0,21
303	OK	-25,5	8,5	-24,0	-2143,2	0,17	70721,1	0,20
304	OK	-24,7	8,6	-25,7	-2133,3	0,17	71497,7	0,20
305	OK	-25,8	8,5	-23,5	-2146,3	0,17	70462,2	0,20
306	OK	-24,5	8,7	-26,3	-2129,8	0,17	71760,0	0,20
307	OK	-27,0	9,1	-24,9	-2275,1	0,18	74801,8	0,21
308	OK	-26,2	9,2	-26,6	-2265,2	0,18	75585,5	0,21
309	OK	-25,6	8,5	-24,3	-2147,1	0,17	70946,0	0,20
310	OK	-24,8	8,6	-26,0	-2137,1	0,17	71727,6	0,20
311	OK	-25,6	8,5	-24,2	-2145,9	0,17	70879,0	0,20
312	OK	-24,8	8,6	-25,9	-2136,0	0,17	71655,1	0,20
313	OK	-25,8	8,5	-23,7	-2149,0	0,17	70620,2	0,20
314	OK	-24,5	8,7	-26,5	-2132,5	0,17	71917,3	0,20
315	OK	-27,3	9,1	-25,1	-2292,7	0,18	75322,9	0,21
316	OK	-26,5	9,2	-26,7	-2282,9	0,18	76099,0	0,21
317	OK	-25,9	8,6	-24,4	-2163,5	0,17	71395,0	0,20
318	OK	-25,1	8,7	-26,1	-2153,7	0,17	72174,8	0,20
319	OK	-26,3	8,6	-24,7	-2183,7	0,18	72074,7	0,20
320	OK	-25,5	8,7	-26,4	-2174,0	0,18	72847,3	0,20
321	OK	-26,2	8,5	-23,8	-2166,6	0,17	71142,3	0,20
322	OK	-24,8	8,7	-26,6	-2150,2	0,17	72436,4	0,20



**Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:**

Valori limite:

Fessure:  $WkL = 0,40$  mm (verifica Ok per  $Wk/WkL < 1$ )

n. e stato	Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL
		kN m	kN m	kN	mm	
323 OK		-25,1	8,6	-24,9	0,00	0,00
324 OK		-24,6	8,4	-24,7	0,00	0,00
325 OK		-25,0	8,4	-24,0	0,00	0,00
326 OK		-24,3	8,4	-25,4	0,00	0,00
327 OK		-25,2	8,6	-25,0	0,00	0,00
328 OK		-24,7	8,4	-24,9	0,00	0,00
329 OK		-24,7	8,4	-24,8	0,00	0,00
330 OK		-25,0	8,4	-24,1	0,00	0,00
331 OK		-24,3	8,5	-25,5	0,00	0,00
332 OK		-24,8	8,4	-24,8	0,00	0,00

**Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:**

Valori limite:

CLS:  $\sigma cL = 9315,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma c/\sigma cL < 1$ )

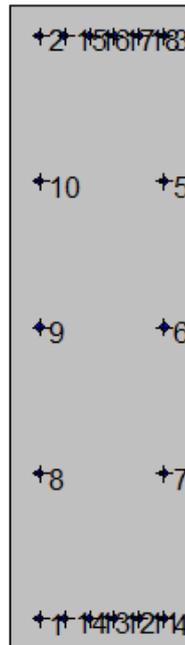
Fessure:  $WkL = 0,30$  mm (verifica Ok per  $Wk/WkL < 1$ )

n. e stato	Cmb	Mx	My	N	$\sigma c$	$\sigma c/\sigma cL$	Wk	Wk/WkL
		kN m	kN m	kN	kN/mq		mm	
333 OK		-24,6	8,4	-24,7	-2095,3	0,22	0,00	0,00
334 OK		-24,7	8,4	-24,8	-2097,6	0,23	0,00	0,00

**30.2 VERIFICA APPOGGIO TRAVE COLLEGAMENTO**

**Geometria della sezione:**

Vert.	X	Y
n.	cm	cm
1	0,0	0,0
2	0,0	105,0
3	30,0	105,0
4	30,0	0,0





**Armature:**

Pos.	X	Y	Area	Pretens.
n.	cm	cm	cmq	(s/n)
1	4,9	4,9	1,13	no
2	4,9	100,1	1,13	no
3	25,1	100,1	1,13	no
4	25,1	4,9	1,13	no
5	25,1	76,3	1,13	no
6	25,1	52,5	1,13	no
7	25,1	28,7	1,13	no
8	4,9	28,7	1,13	no
9	4,9	52,5	1,13	no
10	4,9	76,3	1,13	no
11	21,0	5,0	1,54	no
12	17,0	5,0	1,54	no
13	13,0	5,0	1,54	no
14	9,0	5,0	1,54	no
15	9,0	100,0	1,54	no
16	13,0	100,0	1,54	no
17	17,0	100,0	1,54	no
18	21,0	100,0	1,54	no

**Normativa di riferimento:**

D.M. 17/01/2018 - 'Norme tecniche per le costruzioni'

**Note:**

Verifiche SLE per ambiente ordinario

**Materiali:**

**Calcestruzzo classe: C20/25**

Rck (resistenza caratteristica cubica a compressione) = 250 daN/cm<sup>2</sup>  
 fck (resistenza caratteristica cilindrica a compressione) = 207 daN/cm<sup>2</sup>  
 fctm (resistenza a trazione media) = 23 daN/cm<sup>2</sup>  
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 134754 daN/cm<sup>2</sup>  
 E (modulo elastico istantaneo iniziale) = 301850 daN/cm<sup>2</sup>  
 C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.12  
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000050  
 Peso specifico del calcestruzzo armato = 2500 daN/mc

**Barre d'acciaio ad aderenza migliorata tipo: B450C**

fyk (tensione caratteristica di snervamento) = 4500 daN/cm<sup>2</sup>  
 ftk (tensione caratteristica di rottura) = 5400 daN/cm<sup>2</sup>  
 εuk (deformazione di rottura) = 0.075  
 G (modulo di elasticità tangenziale) = 770000 daN/cm<sup>2</sup>  
 E (modulo elastico) = 2000000 daN/cm<sup>2</sup>  
 C. Poisson (coefficiente di contrazione trasversale) = 0.30  
 Coefficiente di dilatazione termica = 0.000012  
 Peso specifico = 7850 daN/mc

**Verifiche stato limite ultimo:**

Per ogni combinazione di carico saranno svolte le verifiche:

Verifica per Mxu, Myu e Nu proporzionali (sigla verifica: P)

Verifica con rapporto Mxu, Myu assegnato (sigla verifica: M)

Verifica con Nu costante (sigla verifica: N)

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
1	32,9	-21,3	0,8	P	965,0	-626,6	22,1	0,030	OK
				M	4552,4	-21,3	0,8	0,010	
				N	32,9	-342,0	12,1	0,060	
2	35,4	-21,0	0,8	P	1054,6	-624,7	24,3	0,030	OK
				M	4552,9	-20,9	0,8	0,010	
				N	35,4	-340,3	13,2	0,060	
3	24,9	-18,1	0,6	P	801,8	-583,7	20,7	0,030	OK
				M	4563,8	-18,0	0,6	0,000	
				N	24,9	-339,0	12,0	0,050	
4	27,4	-17,7	0,7	P	957,1	-619,4	24,6	0,030	OK
				M	4564,2	-17,6	0,7	0,010	
				N	27,4	-336,9	13,4	0,050	
5	31,9	-19,9	0,7	P	1017,3	-633,8	22,3	0,030	OK
				M	4557,7	-19,8	0,7	0,010	
				N	31,9	-341,8	12,0	0,060	
-----OMISSIS-----									
298	86,9	52,6	-0,5	N	82,9	377,6	-4,4	0,140	OK
				P	1144,1	692,7	-6,6	0,080	
				M	4454,0	52,5	-0,5	0,020	
299	40,1	5,5	-1,7	P	86,9	380,6	-3,6	0,140	OK
				M	2193,6	301,3	-93,1	0,020	
				N	4585,1	5,4	-1,7	0,010	
300	44,1	5,7	-1,6	P	40,1	183,3	-56,7	0,030	OK
				M	2362,7	303,9	-85,7	0,020	
				N	4585,8	5,6	-1,6	0,010	
				N	44,1	195,0	-55,0	0,030	



Riepilogo combinazioni maggiormente gravose:

Cmb.	N	Mx	My	Tipo	Nu	Mxu	Myu	Sd/Su	Verif.
	kN	kN m	kN m		kN	kN m	kN m		
63	-129,3	-186,3	5,4	P	-183,8	-264,9	7,7	0,700	OK
63	-129,3	-186,3	5,4	M	-373,1	-186,3	5,4	0,350	OK
63	-129,3	-186,3	5,4	N	-129,3	-286,1	8,3	0,650	OK

**Verifiche stato limite di esercizio per c. c. rare:**

Valori limite (tensioni: segno (-) = compressione, (+) = trazione):

CLS:  $\sigma_{cL} = 12420,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

Acciaio:  $\sigma_{aL} = 360000,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_a/\sigma_{aL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	$\sigma_c$	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	$\sigma_a$	$\sigma_a/\sigma_{aL}$	
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		kN/mq		
301	OK	-16,1	0,6	24,7	-486,7	0,04	8690,0	0,02
302	OK	-15,9	0,6	26,4	-481,5	0,04	7934,8	0,02
303	OK	-15,1	0,5	24,0	-455,0	0,04	7859,6	0,02
304	OK	-14,9	0,6	25,7	-449,6	0,04	7118,9	0,02
305	OK	-15,2	0,5	23,5	-456,6	0,04	8114,4	0,02
306	OK	-14,8	0,6	26,3	-447,8	0,04	6878,4	0,02
307	OK	-16,1	0,6	24,9	-486,5	0,04	8627,3	0,02
308	OK	-15,9	0,6	26,6	-481,2	0,04	7871,8	0,02
309	OK	-15,1	0,5	24,3	-454,7	0,04	7772,7	0,02
310	OK	-14,9	0,6	26,0	-449,3	0,04	7033,0	0,02
311	OK	-15,1	0,5	24,2	-454,8	0,04	7798,3	0,02
312	OK	-14,9	0,6	25,9	-449,4	0,04	7060,6	0,02
313	OK	-15,2	0,5	23,7	-456,4	0,04	8052,3	0,02
314	OK	-14,8	0,6	26,5	-447,5	0,04	6821,1	0,02
315	OK	-16,3	0,6	25,1	-490,7	0,04	8748,1	0,02
316	OK	-16,0	0,6	26,7	-485,6	0,04	7994,1	0,02
317	OK	-15,3	0,5	24,4	-459,1	0,04	7921,8	0,02
318	OK	-15,0	0,6	26,1	-453,8	0,04	7178,9	0,02
319	OK	-15,5	0,5	24,7	-463,2	0,04	7980,8	0,02
320	OK	-15,2	0,6	26,4	-457,9	0,04	7242,0	0,02
321	OK	-15,4	0,5	23,8	-460,7	0,04	8173,0	0,02
322	OK	-15,0	0,6	26,6	-451,9	0,04	6938,5	0,02

**Verifiche stato limite di esercizio per c. c. frequenti:**

Valori limite:

Fessure:  $W_{kL} = 0,40$  mm (verifica Ok per  $W_k/W_{kL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	Wk	Wk/WkL	
n. e stato	kN m	kN m	kN	mm		
323	OK	-15,0	0,6	24,9	0,00	0,00
324	OK	-14,7	0,5	24,7	0,00	0,00
325	OK	-14,8	0,5	24,0	0,00	0,00
326	OK	-14,6	0,6	25,4	0,00	0,00
327	OK	-15,0	0,6	25,0	0,00	0,00
328	OK	-14,7	0,5	24,9	0,00	0,00
329	OK	-14,7	0,5	24,8	0,00	0,00
330	OK	-14,8	0,5	24,1	0,00	0,00
331	OK	-14,6	0,6	25,5	0,00	0,00
332	OK	-14,7	0,5	24,8	0,00	0,00

**Verifiche stato limite di esercizio per c. c. quasi permanenti:**

Valori limite:

CLS:  $\sigma_{cL} = 9315,0$  kN/mq (verifica Ok per  $\sigma_c/\sigma_{cL} < 1$ )

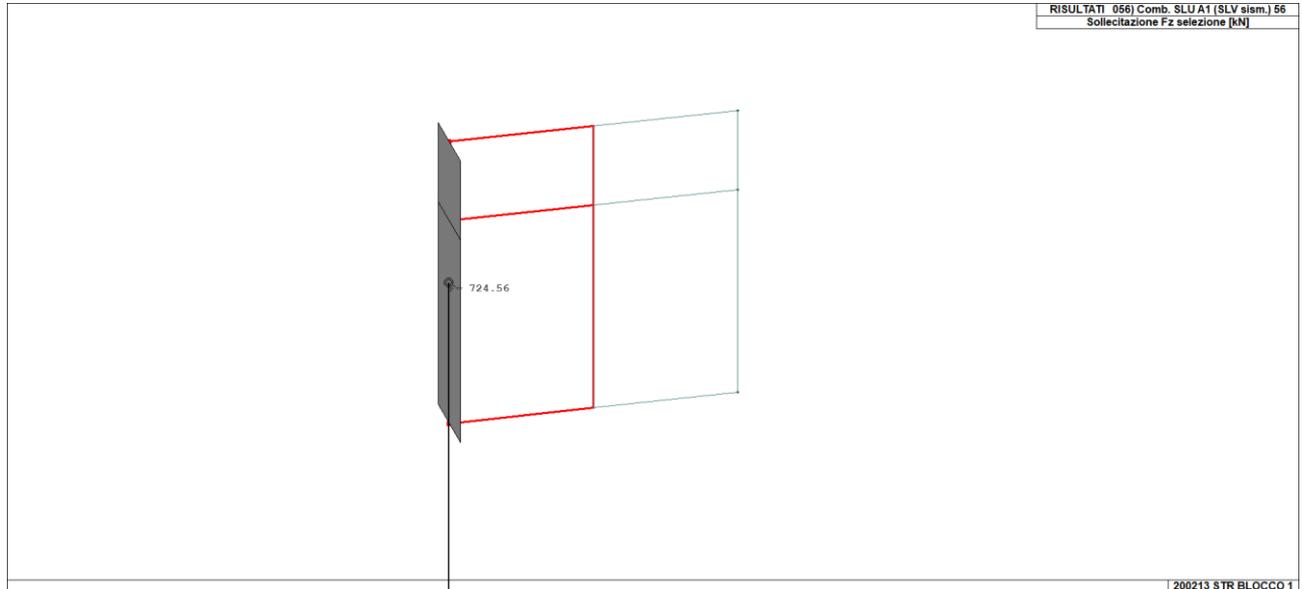
Fessure:  $W_{kL} = 0,30$  mm (verifica Ok per  $W_k/W_{kL} < 1$ )

Cmb	Mx	My	N	$\sigma_c$	$\sigma_c/\sigma_{cL}$	Wk	Wk/WkL	
n. e stato	kN m	kN m	kN	kN/mq		mm		
333	OK	-14,7	0,5	24,7	-441,8	0,05	0,00	0,00
334	OK	-14,7	0,5	24,8	-441,6	0,05	0,00	0,00



**30.3 VERIFICA TAGLIO TRAVE COLLEGAMENTO**

Si riporta il taglio massimo sull'appoggio della trave:



Il taglio massimo è pari a 724,56 kN

Si sceglie di mettere staffe  $\varnothing 8/10$

Dati sezione e materiale				
Base [cm]	30,00	Carico assiale [kN]	0	
Altezza [cm]	105,00	diametro ferri lon.[mm]	14	
Copriferro [cm]	3,50	$f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	32,00	
$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	450,00	$f_{cd}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	18,13	
Armatura trasversale				
diametro staffe [mm]	8,00	passo [cm]	10,00	
Area staffe [mm <sup>2</sup> ]	101	numero braccia	2	
Verifica a Taglio				
$\theta$ per $V_{Rsd} = V_{Rsd}$	$\cotg\theta$	$\alpha_c$	$V_{Rsd}$ [kN]	$V_{Rcd}$ [kN]
2,4320	2,4320	1,00	861,02	861,02
<b>Taglio Resistente di Progetto <math>V_{Rd}</math> [kN]</b>				<b>861,02</b>

Essendo il taglio resistente 861,02 kN > taglio sollecitante 724,56 kN la sezione risulta verificata a taglio.

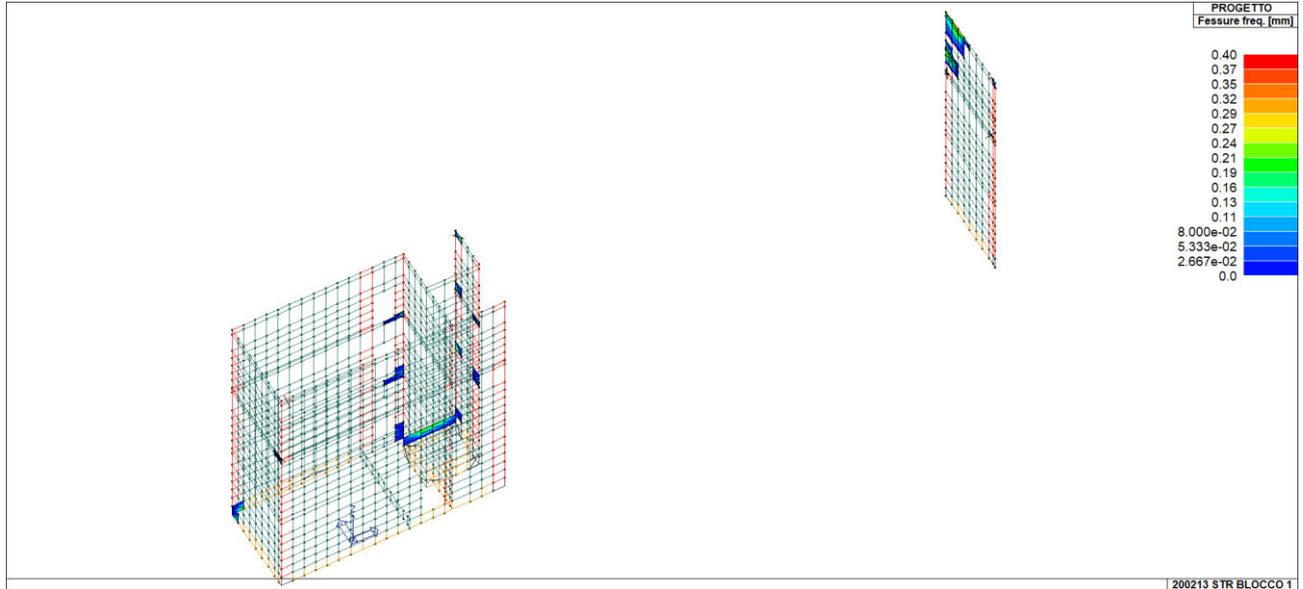
**LA SEZIONE RISULTA QUINDI VERIFICATA A MOMENTO FLETTENTE E TAGLI**



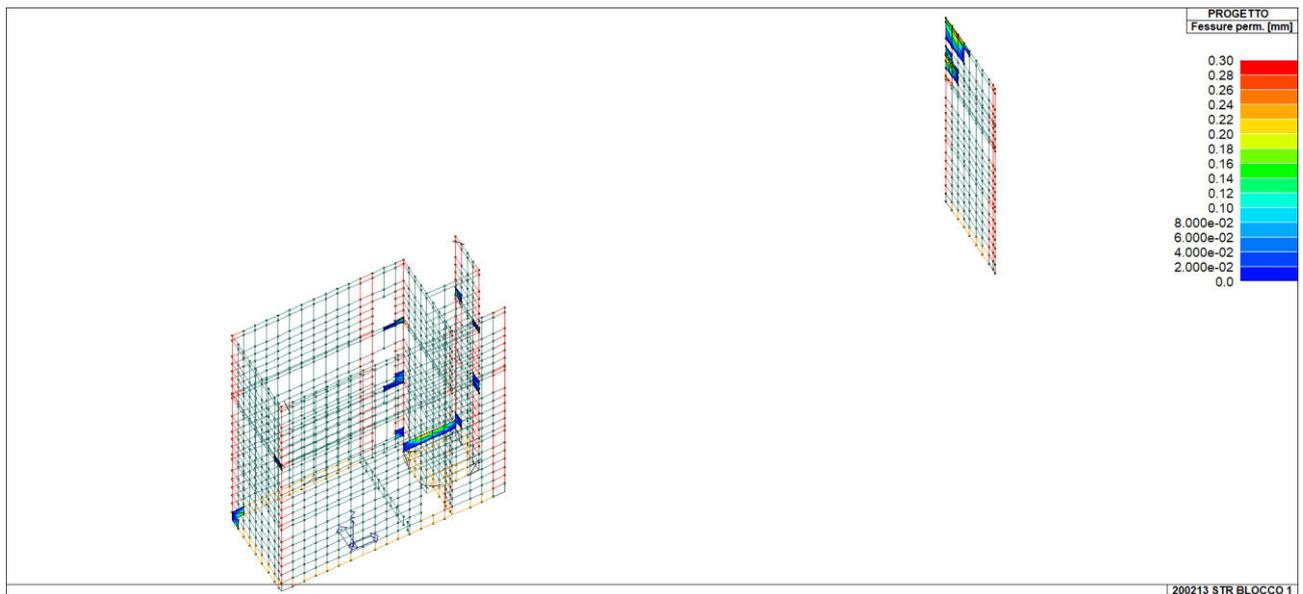
**30.4 STATI LIMITE D'ESERCIZIO SETTI C.A.**

Si riportano le verifiche in esercizio dei setti in C.A.:

APERTURA FESSURE IN COMBINAZIONE FREQUENTE < 0,4 mm -> OK

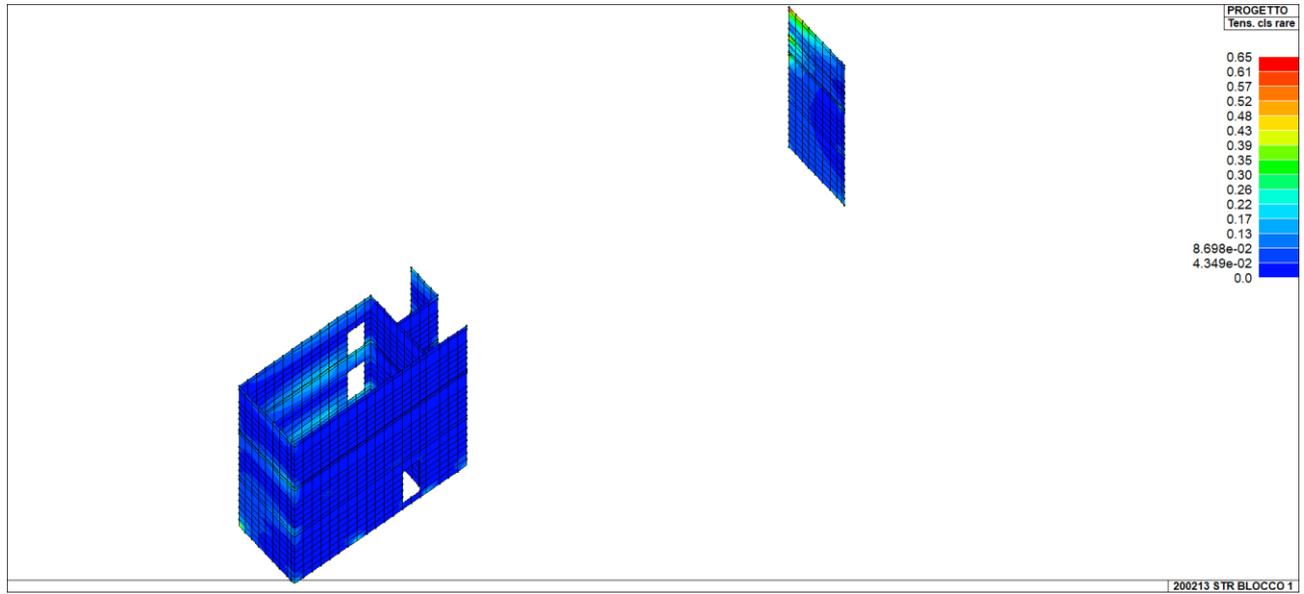


APERTURA FESSURE IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE < 0,3 mm -> OK

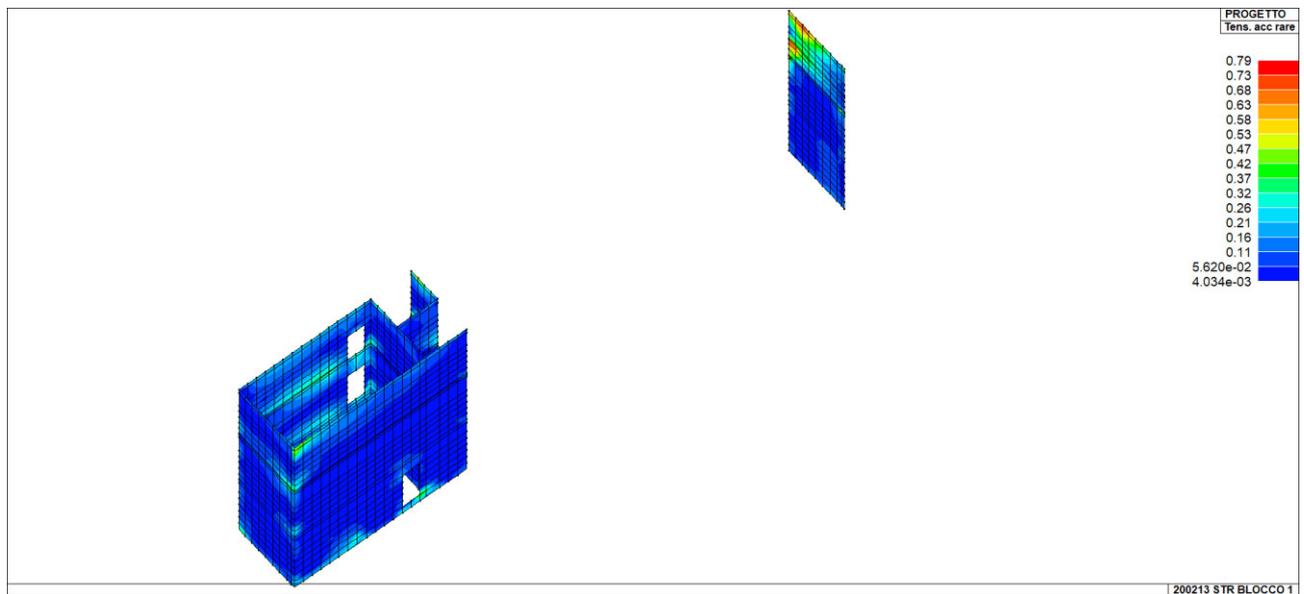




VERIFICA LIMITAZIONE TENSIONI CALCESTRUZZO IN COMBINAZIONE RARA < 1 -> OK

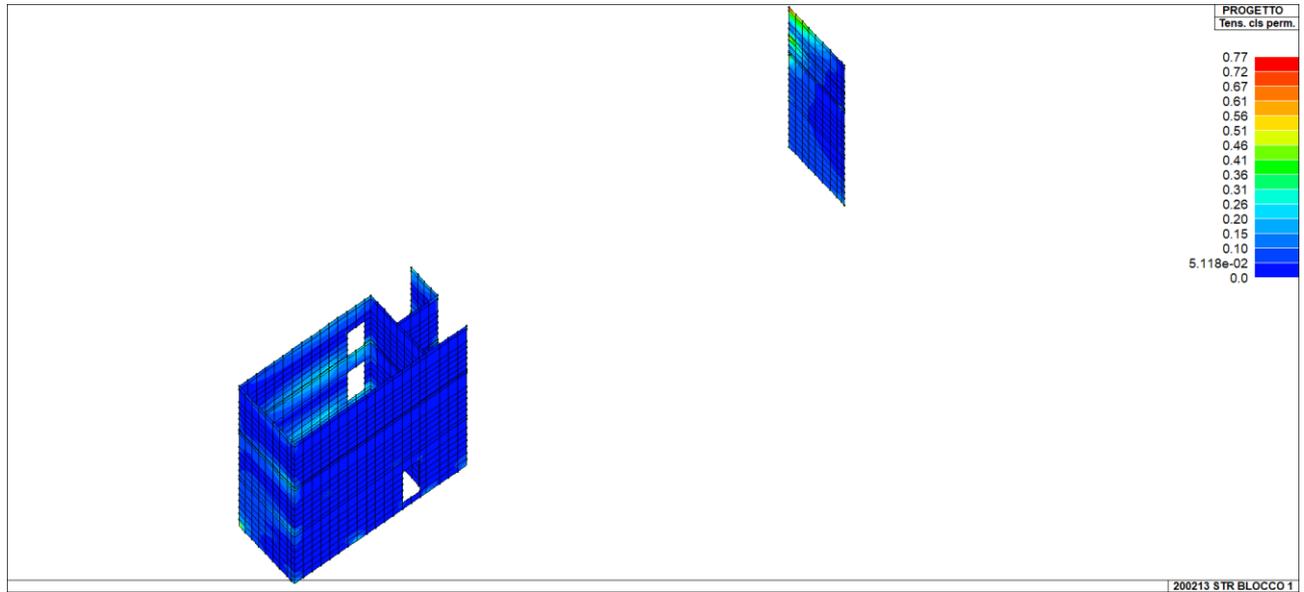


VERIFICA LIMITAZIONE TENSIONI ACCIAIO IN COMBINAZIONE RARA <1 -> OK





VERIFICA LIMITAZIONE TENSIONI CALCESTRUZZO IN COMBINAZIONE QUASI PERMANENTE &lt; 1 -&gt; OK

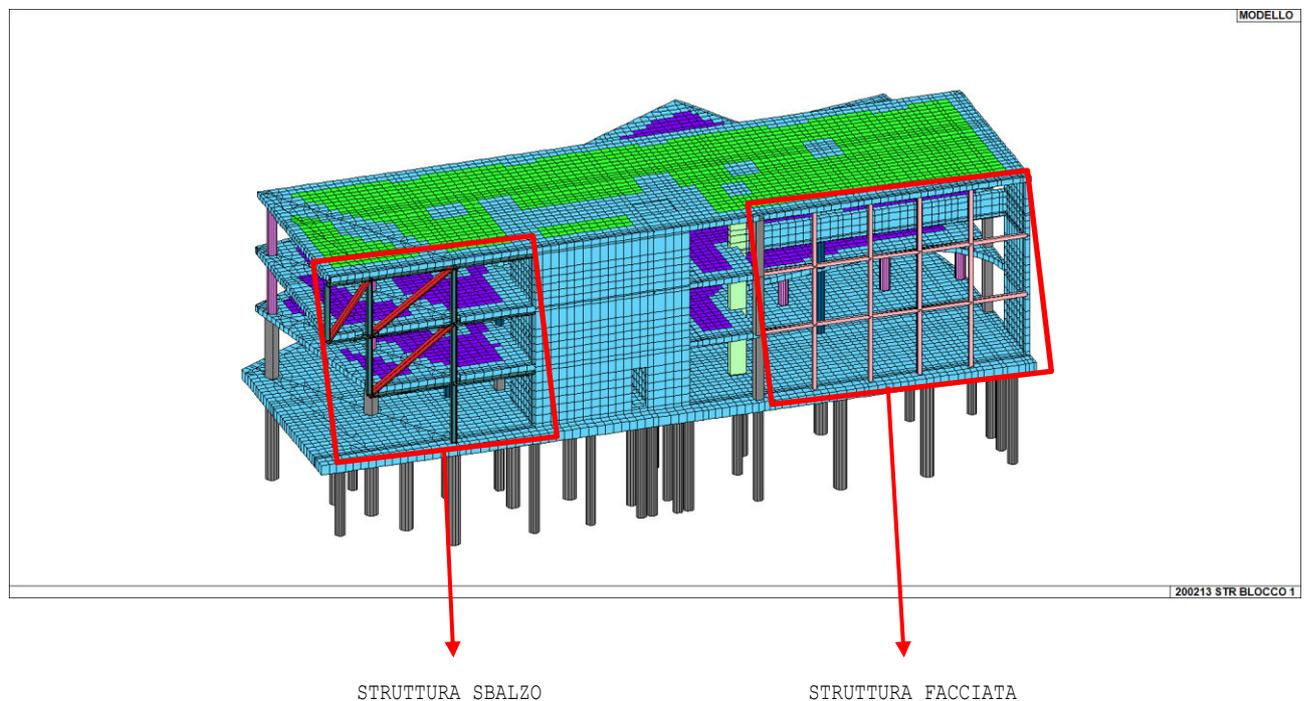


L'ampiezza delle fessure e le tensioni in esercizio risultano minori dei limiti di normativa pertanto le verifiche a SLE risultano soddisfatte.



### 31. VERIFICA ELEMENTI ACCIAIO

In questo paragrafo è riportata la verifica degli elementi strutturali in acciaio dello sbalzo e della facciata. Inoltre, come da capitolo §7.2.3 delle NTC, deve essere verificato che gli elementi secondari siano in grado di sostenere i carichi gravitazionali quando soggetti a spostamenti causati dalla più sfavorevole delle condizioni sismiche di progetto allo SLC. Gli spostamenti a SLV sono stati calcolati come da §7.3.3.3 delle NTC moltiplicando i valori di spostamento dell'analisi per il fattore di duttilità in spostamento  $\mu_D$  dove  $\mu_D = q = 1$  avendo  $T_1 \geq T_c \rightarrow 0,60s > 0,409$ . Per ricavare gli spostamenti a SLC si sono moltiplicati gli spostamenti SLV per 1,25.



Tutte le verifiche degli elementi in acciaio sono state effettuate considerando le sezioni al netto dei fori dei bulloni dei collegamenti.

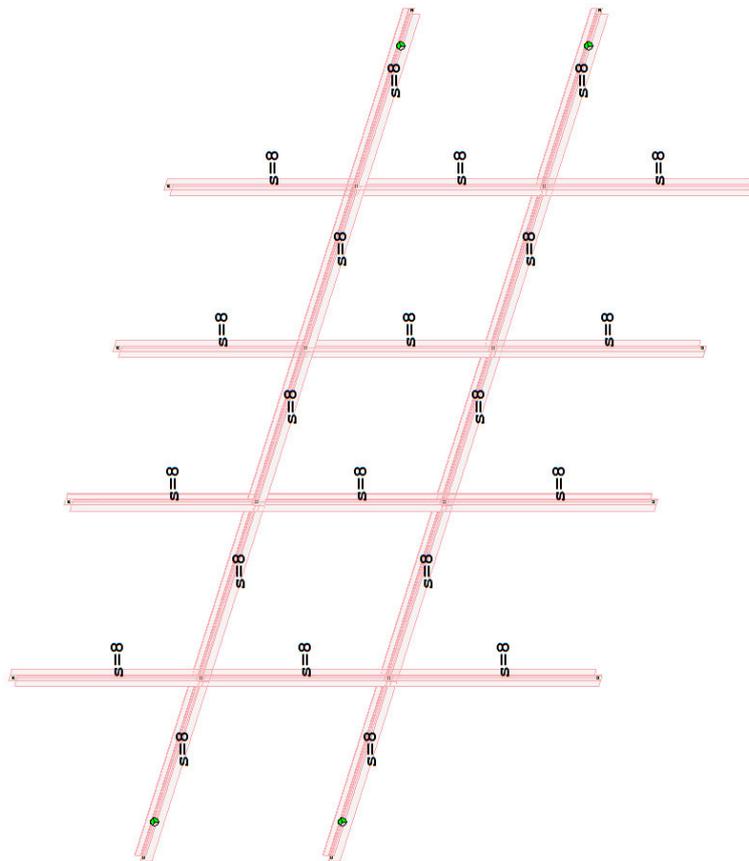
#### 31.1 VERIFICA STRUTTURA FACCIATA

Si riportano le sezioni utilizzate:

Id	Tipo	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
		cm2	cm2	cm2	cm4	cm4	cm4	cm3	cm3	cm3	cm3
8	HEB 220	91.00	0.0	0.0	76.60	2843.00	8091.00	258.50	735.50	393.90	827.00



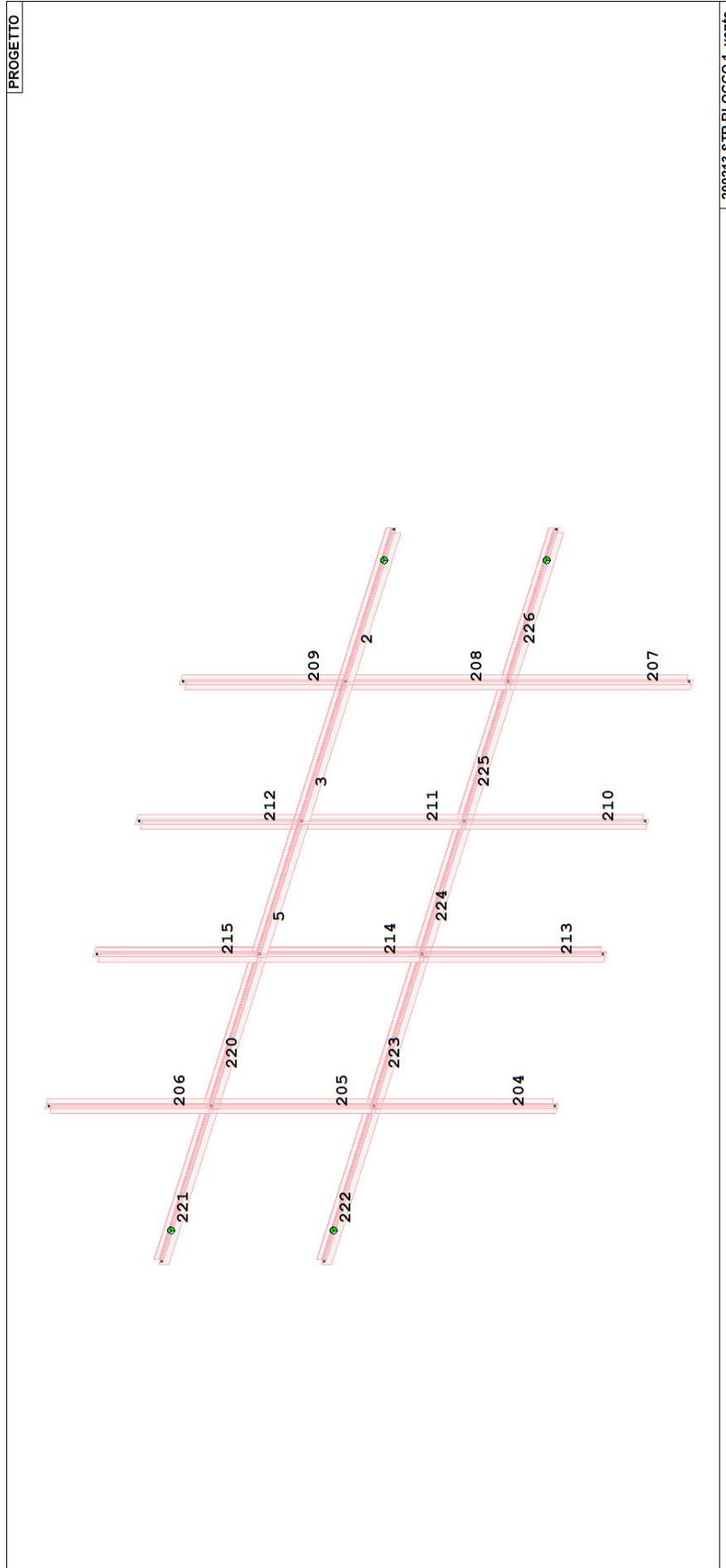
PROGETTO



200213 STR BLOCCO 1\_vento



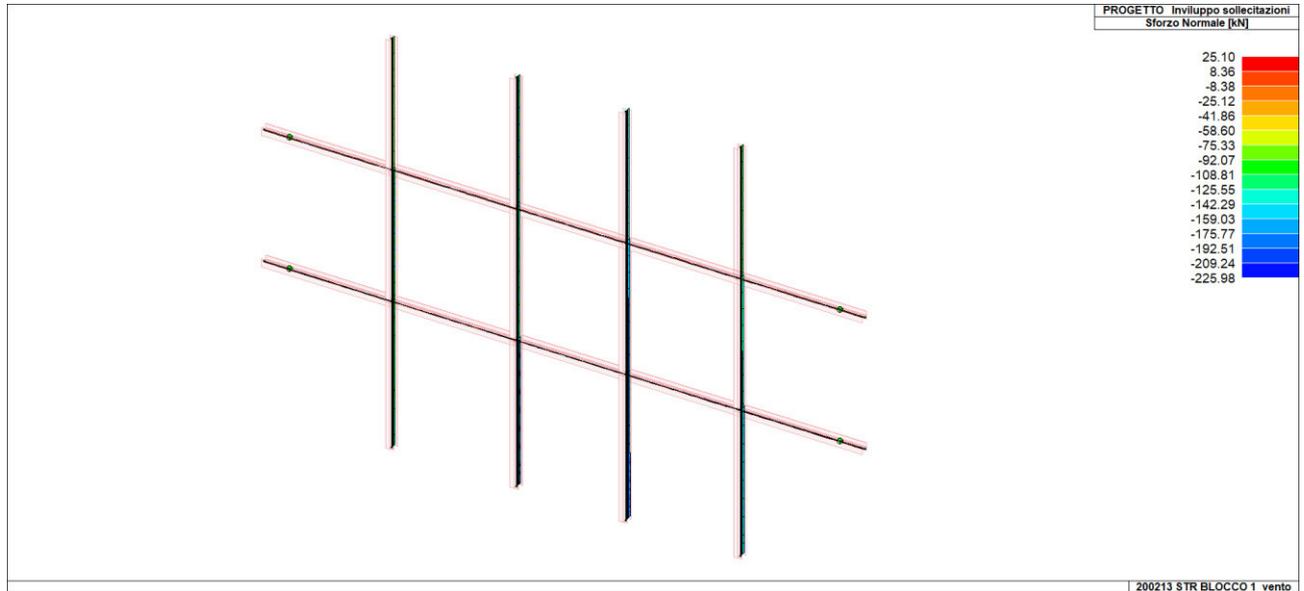
Si riporta la numerazione degli elementi:



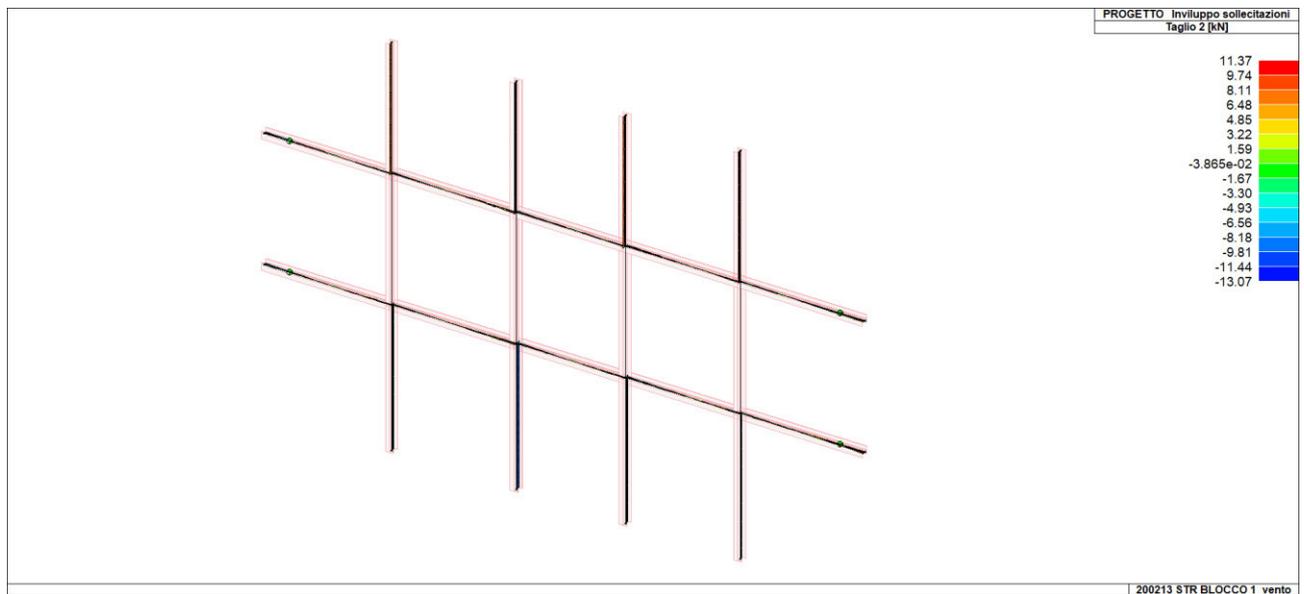


Si riportano gli involuipi delle sollecitazioni:

SFORZO NORMALE

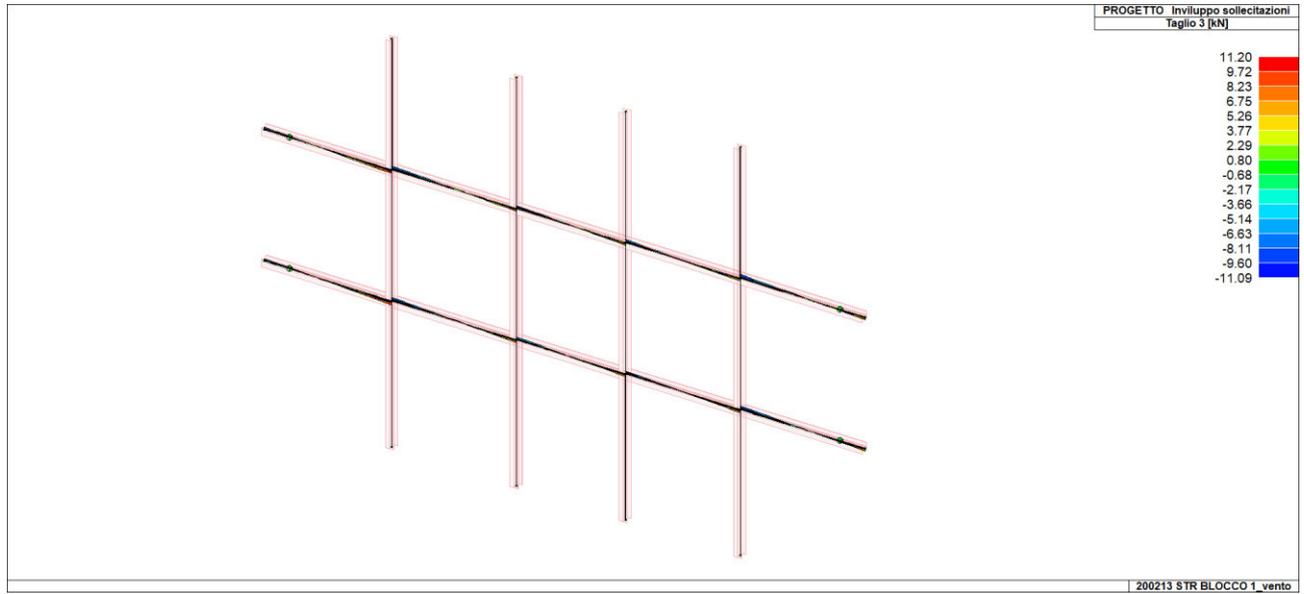


TAGLIO 2

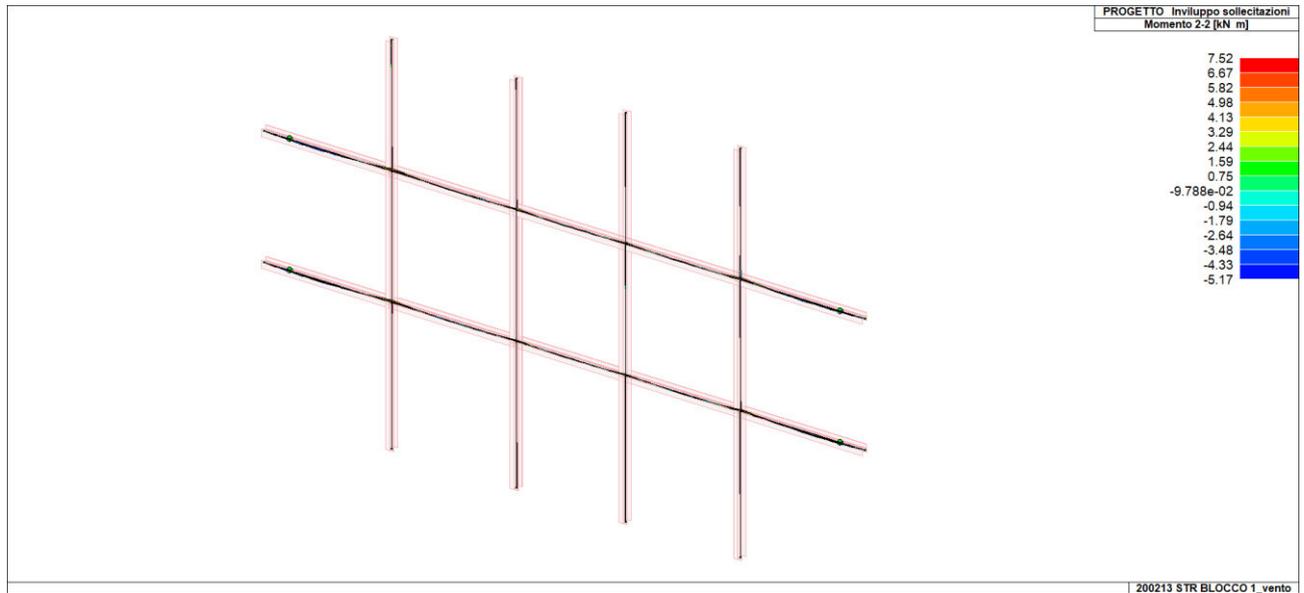




TAGLIO 3

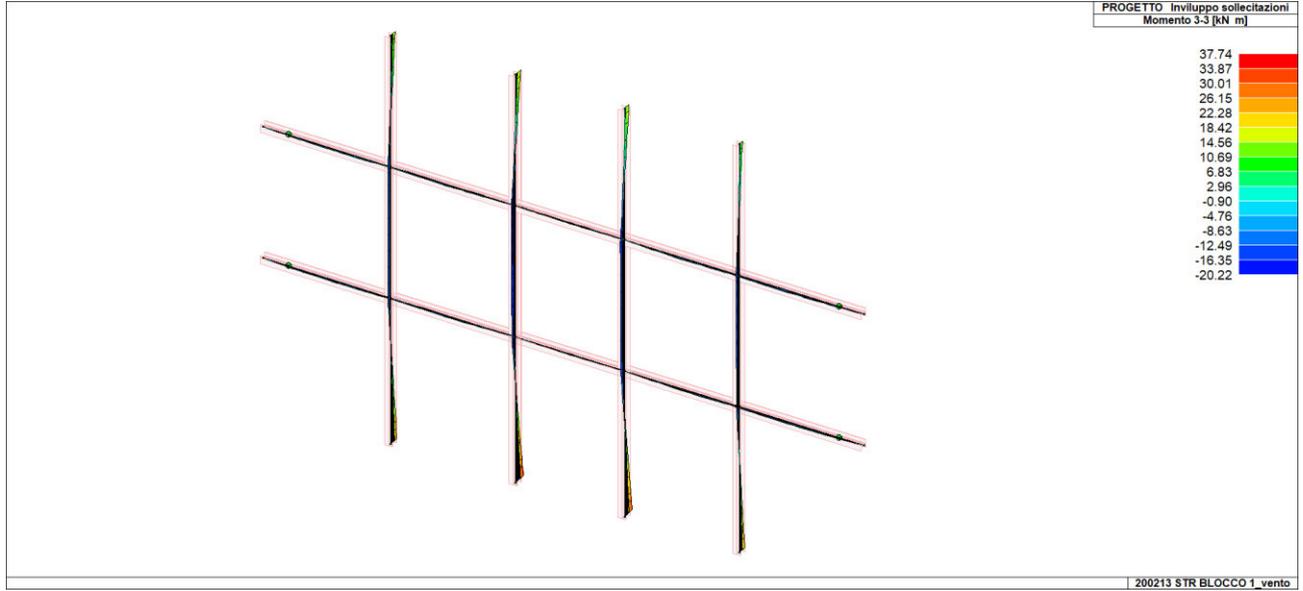


MOMENTO 2-2



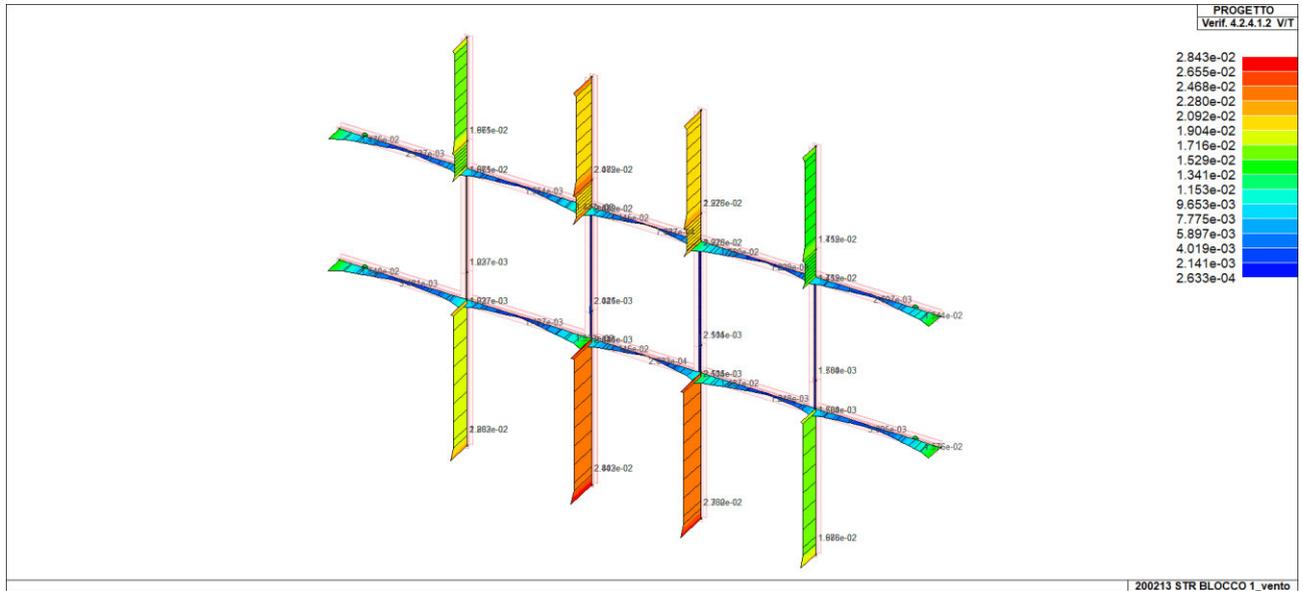


MOMENTO 3-3



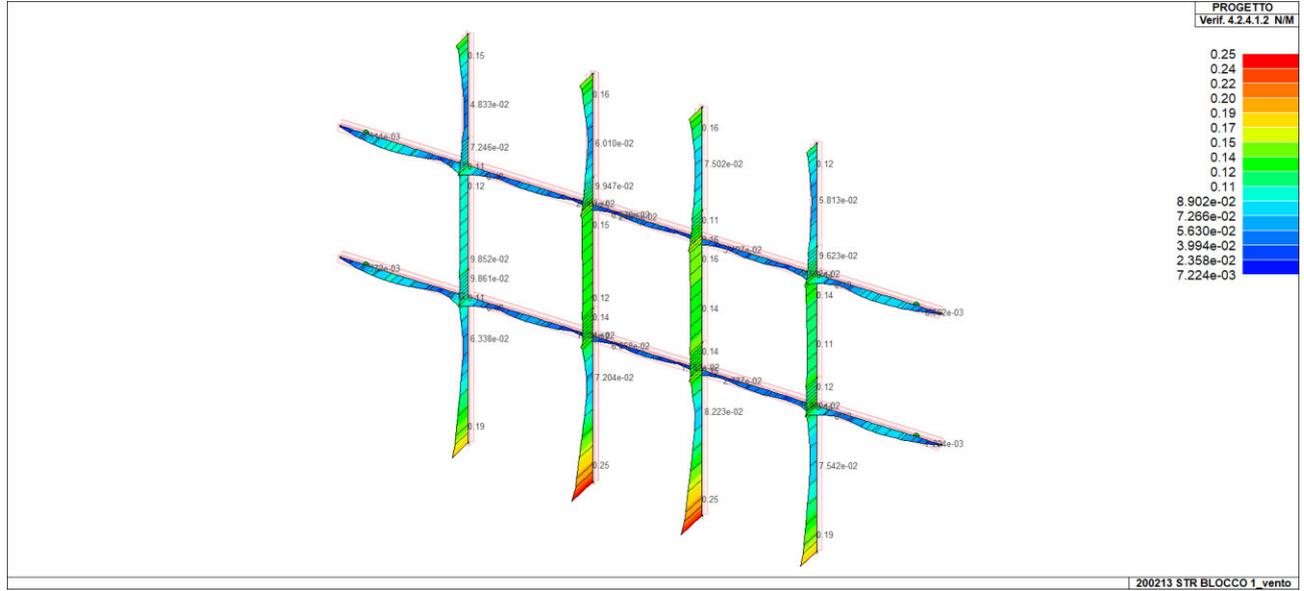
Si riportano le verifiche effettuate:

VERIFICA  $V/T < 1 \rightarrow$  OK

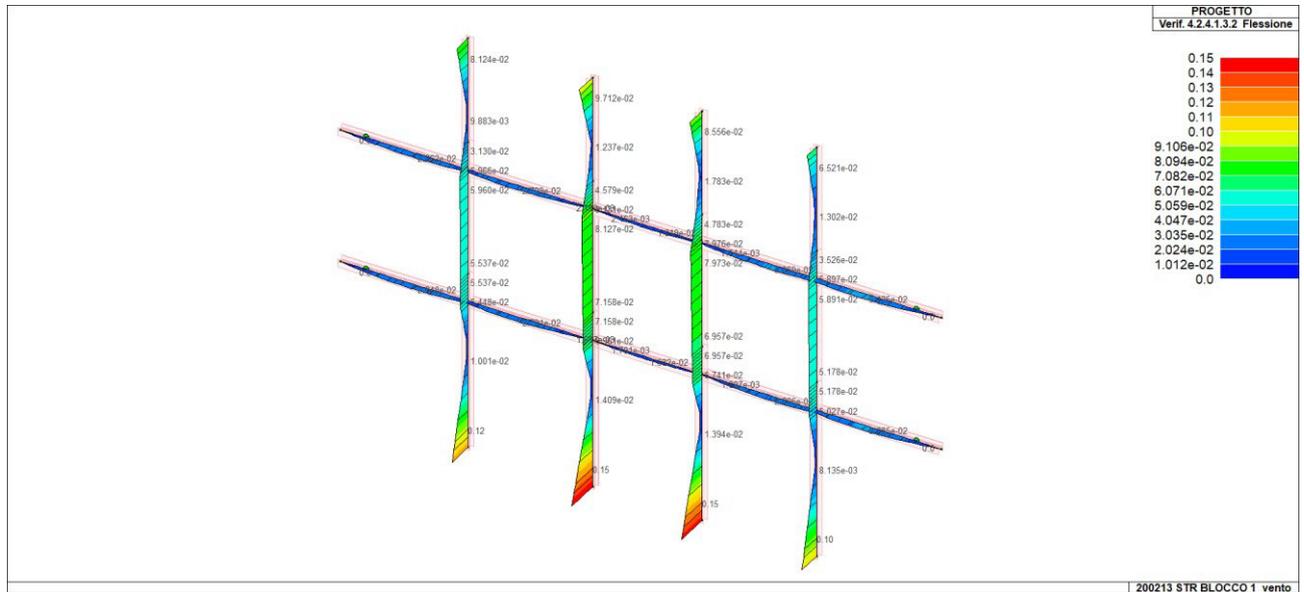




VERIFICA N/M < 1 -> OK

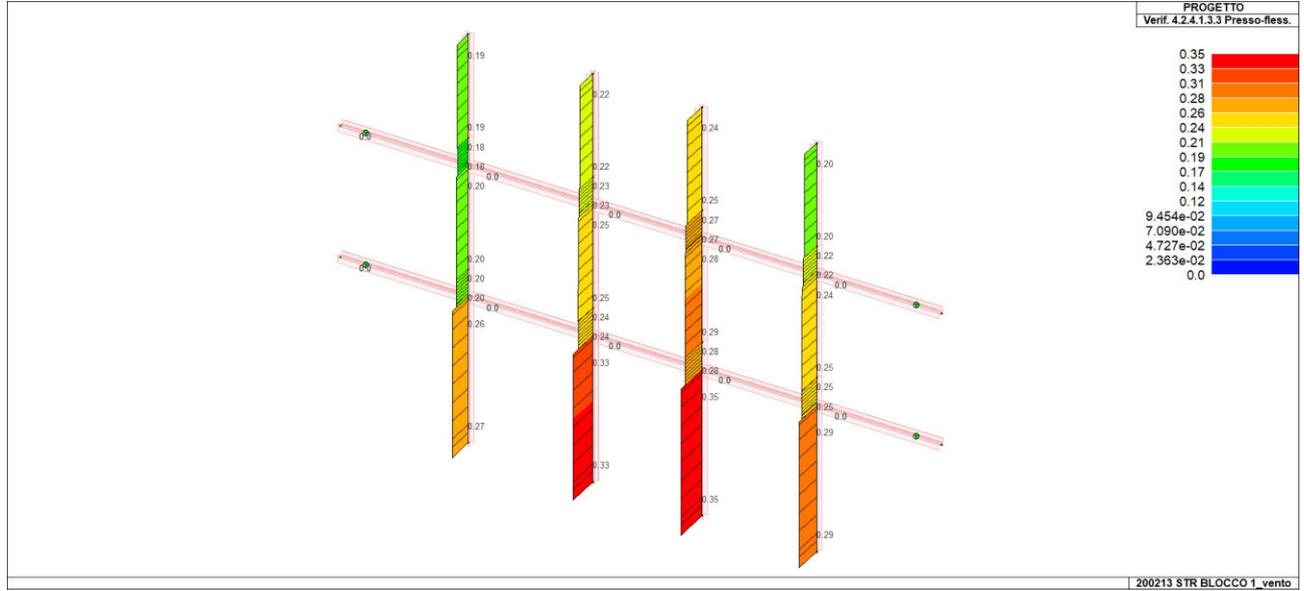


VERIFICA FLESSIONE < 1 -> OK

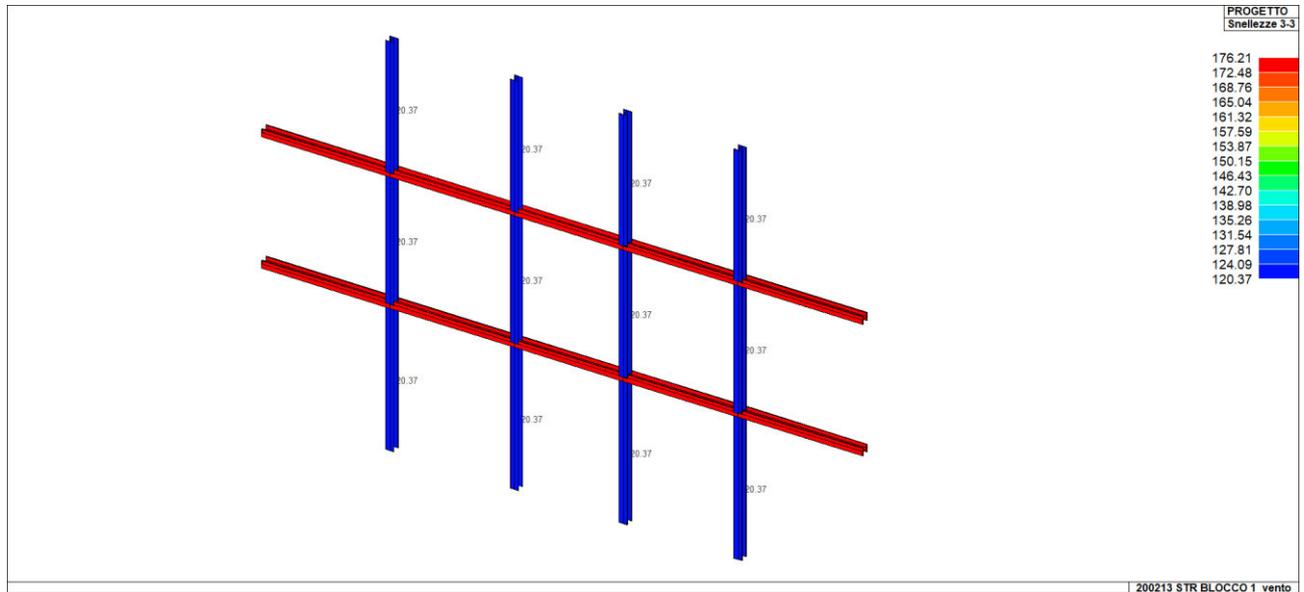




VERIFICA PRESSOFLESSIONE < 1 -> OK

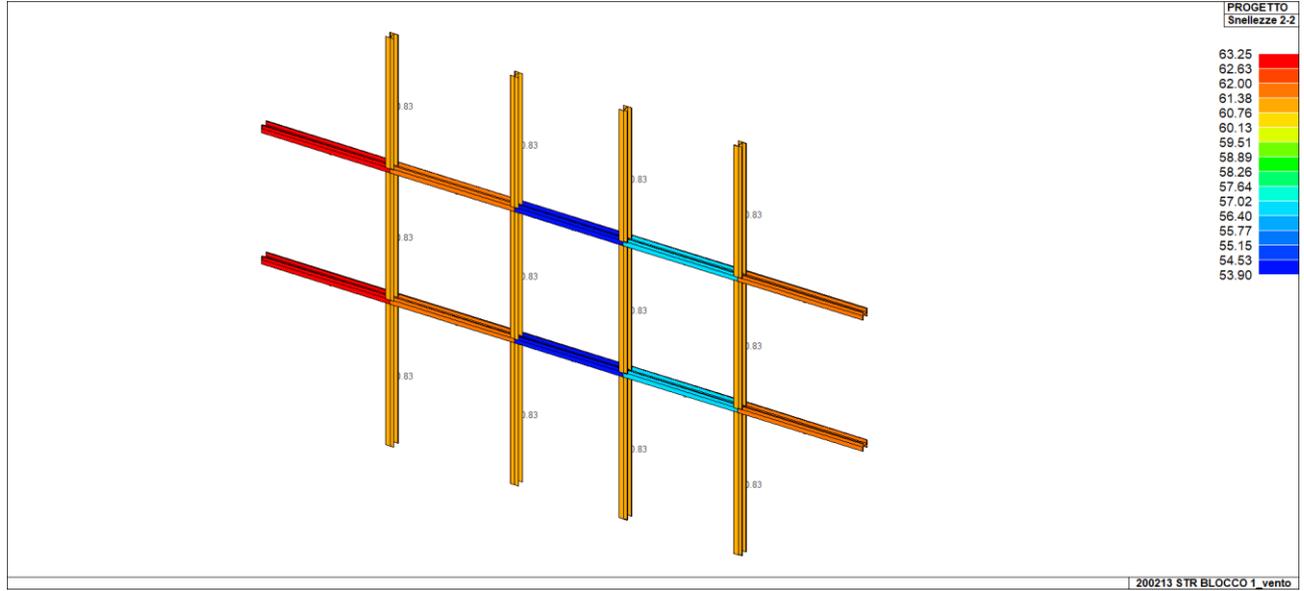


SNELLEZZA ASSE SECONDARIO < 200 -> OK



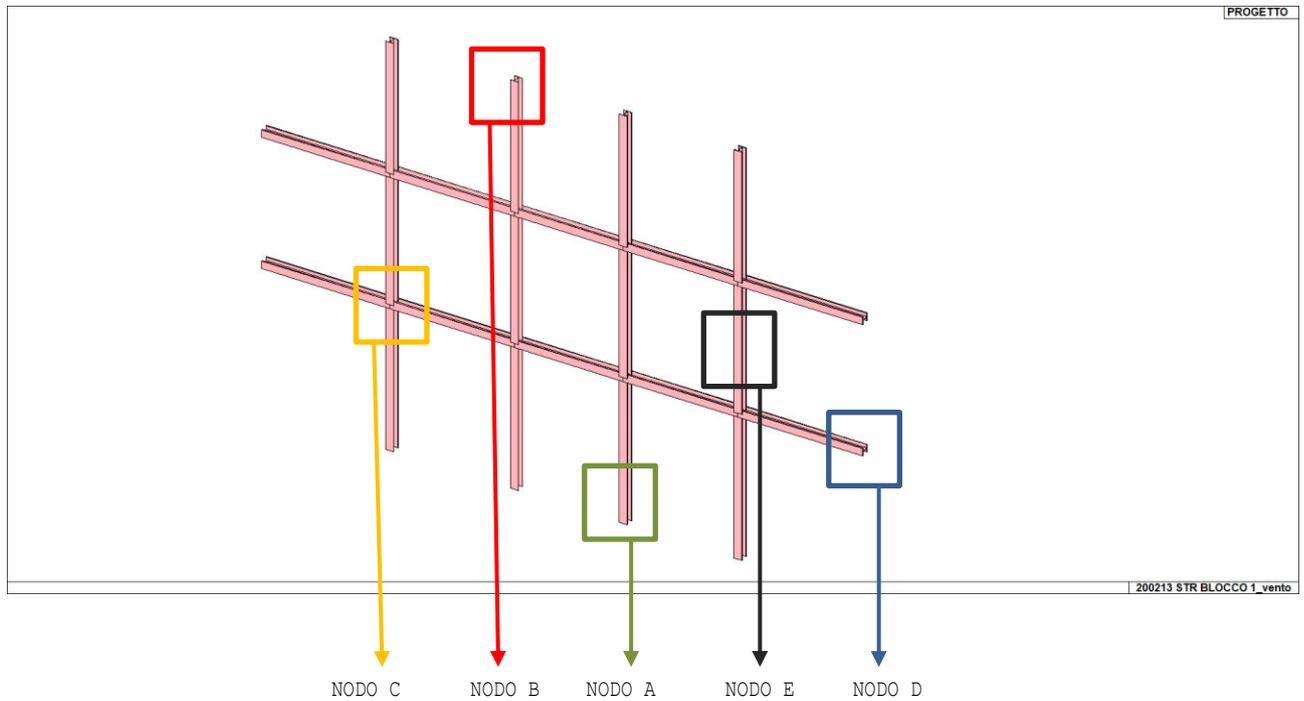


SNELLEZZA ASSE PRINCIPALE < 200 -> OK



I profili in acciaio risultano verificati.

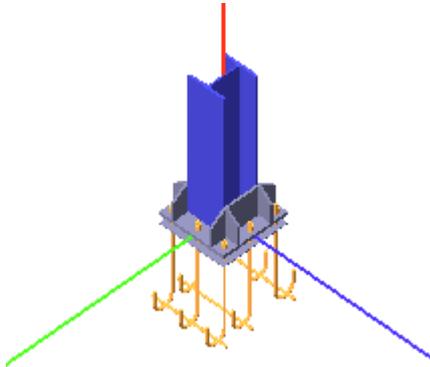
31.2 VERIFICA COLLEGAMENTI STRUTTURA FACCIAIA





31.2.1

VERIFICA NODO A



**Coefficienti di sicurezza utilizzati**

$\gamma_{M0} = 1.05$

$\gamma_{M1} = 1.10$

$\gamma_{M2} = 1.25$

**Colonna**

Tipo di profilo: HEB 220

Materiale: Acciaio S355  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$   $\gamma_{ov} = 1.25$

Classe sezione: 1

**Flangia:**

Materiale: Acciaio S355  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$   $\gamma_{ov} = 1.25$

Dimensioni (B x H x Sp): 400.0 x 400.0 x 20.0 mm

Spessore nervature verticali: 15.0 mm

Spessore nervature orizzontali: 15.0 mm

**Bullonature:**

Viti cl. 8.8 Dadi 8 o 10 ( $f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$ )

Diametro  $\varnothing = 18 \text{ mm}$   $A_{res} = 190.9 \text{ mm}^2$  (ridotta per filettatura)

Diametro foro  $\varnothing_0 = 19 \text{ mm}$

**Saldature:**

Materiale: Acciaio S355  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$   $\beta_1 = 0.70$   $\beta_2 = 0.85$

Spessore cordoni d'angolo  $s_e = 8 \text{ mm}$

**Sollecitazioni:**

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
1401.16	-12716.4	154.6	-115500.0	-517133.0	36130000.0	-2590.0
1401.36	-12706.2	157.4	-115000.0	-523063.0	36070000.0	-2592.0
1401.53	-13023.9	507.9	-175500.0	-1379000.0	37690000.0	-2884.0
1401.54	-13072.0	246.8	-173100.0	-791895.0	37740000.0	-3036.0
1406.54	-12689.9	-214.6	-208700.0	606673.0	36660000.0	3541.0

**Calcolo resistenze**

Resistenza a trazione dei bulloni

$$F_{tb,Rd} = 0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} =$$

109930.6 N

Resistenza a punzonamento flangia  $B_{pf,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_f \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} =$

415293.4 N

Bull.	$F_{f,Rd}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]
1	105262.0	105262.0
2	92368.4	92368.4
3	105262.0	105262.0
4	91221.2	91221.2
5	91221.2	91221.2
6	107638.8	107638.8
7	92633.2	92633.2
8	110577.6	109930.6

**Legenda**

$F_{f,Rd} = M_{res,m} / (B_m \cdot R_m)$  resistenza a flessione flangia

$F_{t,Rd} = \min [ F_{tb,Rd}, B_{pf,Rd}, F_{f,Rd} ]$  resistenza a trazione di progetto

Resistenza a taglio dei bulloni  $F_{vb,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} =$

73287.1 N

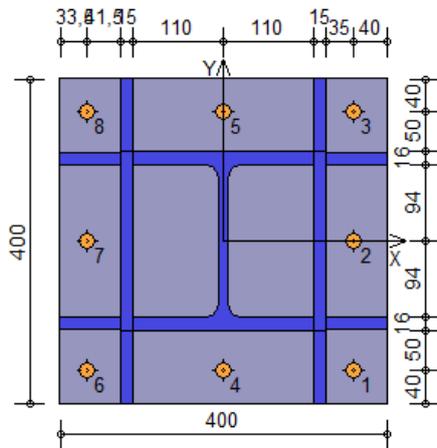
Bull.	$F_{bf,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bf,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
-------	-------------------	------------------	-------------------	------------------



1	257684.2	73287.1	257684.2	73287.1
2	257684.2	73287.1	367200.0	73287.1
3	257684.2	73287.1	257684.2	73287.1
4	367200.0	73287.1	257684.2	73287.1
5	367200.0	73287.1	257684.2	73287.1
6	215810.5	73287.1	257684.2	73287.1
7	215810.5	73287.1	367200.0	73287.1
8	215810.5	73287.1	257684.2	73287.1

**Legenda**

$F_{bf,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \phi \cdot t_f / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento flangia in direzione x  
 $F_{v,x,Rd} = \min [ F_{vb,Rd} , F_{bf,x,Rd} ]$  resistenza a taglio di progetto in direzione x  
 $F_{bf,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \phi \cdot t_f / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento flangia in direzione y  
 $F_{v,y,Rd} = \min [ F_{vb,Rd} , F_{bf,y,Rd} ]$  resistenza a taglio di progetto in direzione y



**Verifiche sui bulloni**

**1-Taglio e trazione (Nodo n. 1401, CMB n. 16)**

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	$FV_1$	VER
1	160.00	-160.00	1588.3	73287.1	19707.2	105262.0	0.155401	Ok
2	160.00	0.00	1588.3	73287.1	3635.9	92368.4	0.049789	Ok
3	160.00	160.00	1588.3	73287.1	0.0	105262.0	0.021673	Ok
4	0.00	-160.00	1589.6	73287.1	19848.5	91221.2	0.177109	Ok
5	0.00	160.00	1589.7	73287.1	0.0	91221.2	0.021691	Ok
6	-166.50	-160.00	1591.0	73287.1	19995.5	107638.8	0.154399	Ok
7	-166.50	0.00	1591.0	73287.1	3924.2	92633.2	0.051969	Ok
8	-166.50	160.00	1591.0	73287.1	0.0	109930.6	0.021710	Ok

**2-Trazione (Nodo n. 1401, CMB n. 36)**

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	$FV_2$	VER
1	160.00	-160.00	19704.8	105262.0	0.187198	Ok
2	160.00	0.00	3645.6	92368.4	0.039469	Ok
3	160.00	160.00	0.0	105262.0	0.000000	Ok
4	0.00	-160.00	19848.6	91221.2	0.217587	Ok
5	0.00	160.00	0.0	91221.2	0.000000	Ok
6	-166.50	-160.00	19998.1	107638.8	0.185789	Ok
7	-166.50	0.00	3938.9	92633.2	0.042522	Ok
8	-166.50	160.00	0.0	109930.6	0.000000	Ok

**Legenda**

$F_{v,Ed}$  forza di taglio agente sul bullone  
 $F_{v,Rd}$  resistenza a taglio di progetto del bullone  
 $F_{t,Ed}$  forza di trazione agente sul bullone  
 $F_{t,Rd}$  resistenza a trazione di progetto del bullone  
 $FV_1 = F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / ( 1.4 \cdot F_{t,Rd} )$   
 $FV_2 = F_{t,Ed} / F_{t,Rd}$   
 VER  $\rightarrow FV_i \leq 1$

**Verifiche sulle saldature profilo-flangia (versione beta)**

Si considera la sezione di gola (avente altezza  $a = s_c / 2^{0.5} = 5.657$ ) in posizione ribaltata: vengono considerate positive le tensioni normali di trazione e le tensioni tangenziali agenti verso destra e verso il basso. Tutte le tensioni sono espresse in N/mm<sup>2</sup>.

**Verifica formula (4.2.84) (Nodo n. 1406, CMB n. 54)**

Cordoni	$n_{\perp}$	$t_{\perp}$	$\tau_{\parallel}$	$FV_1$	VER <sub>1</sub>
Nerv. verticale lato destro esterno	-48.88	0.00	-1.26	48.90	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona inferiore	25.73	0.00	-1.26	25.76	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona inferiore	25.15	0.00	-1.26	25.18	Ok



Nerv. verticale lato sinistro esterno	-49.58	0.00	-1.26	49.60	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro esterno	9.62	0.00	-0.03	9.62	Ok
Ala inferiore esterno	9.17	0.00	-0.03	9.17	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro esterno	8.71	0.00	-0.03	8.71	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro interno	5.76	0.00	-0.03	5.76	Ok
Ala inferiore interno lato destro	5.42	0.00	-0.03	5.42	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	5.06	0.00	-0.03	5.06	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro interno	4.85	0.00	-0.03	4.85	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona centrale	-27.66	0.00	-1.26	27.69	Ok
Anima lato destro	-26.08	0.00	-1.26	26.12	Ok
Anima lato sinistro	-26.08	0.00	-1.26	26.12	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona centrale	-28.24	0.00	-1.26	28.27	Ok
Nerv. orizz. superiore lato destro interno	-28.65	0.00	-0.03	28.65	Ok
Ala superiore interno lato destro	-28.86	0.00	-0.03	28.86	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	-29.22	0.00	-0.03	29.22	Ok
Nerv. orizz. superiore lato sinistro interno	-29.55	0.00	-0.03	29.55	Ok
Nerv. orizz. superiore lato destro esterno	-32.50	0.00	-0.03	32.50	Ok
Ala superiore esterno	-33.26	0.00	-0.03	33.26	Ok
Nerv. orizz. superiore lato sinistro esterno	-33.41	0.00	-0.03	33.41	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona superiore	-48.94	0.00	-1.26	48.96	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona superiore	-49.52	0.00	-1.26	49.54	Ok

Verifica formula (4.2.85) (Nodo n. 1406, CMB n. 54)

Cordoni	$n_{\perp}$	$t_{\perp}$	$\tau_{\parallel}$	$FV_2$	$VER_2$
Nerv. verticale lato destro esterno	-48.88	0.00	-1.26	48.88	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona inferiore	25.73	0.00	-1.26	25.73	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona inferiore	25.15	0.00	-1.26	25.15	Ok
Nerv. verticale lato sinistro esterno	-49.58	0.00	-1.26	49.58	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro esterno	9.62	0.00	-0.03	9.62	Ok
Ala inferiore esterno	9.17	0.00	-0.03	9.17	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro esterno	8.71	0.00	-0.03	8.71	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro interno	5.76	0.00	-0.03	5.76	Ok
Ala inferiore interno lato destro	5.42	0.00	-0.03	5.42	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	5.06	0.00	-0.03	5.06	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro interno	4.85	0.00	-0.03	4.85	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona centrale	-27.66	0.00	-1.26	27.66	Ok
Anima lato destro	-26.08	0.00	-1.26	26.08	Ok
Anima lato sinistro	-26.08	0.00	-1.26	26.08	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona centrale	-28.24	0.00	-1.26	28.24	Ok
Nerv. orizz. superiore lato destro interno	-28.65	0.00	-0.03	28.65	Ok
Ala superiore interno lato destro	-28.86	0.00	-0.03	28.86	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	-29.22	0.00	-0.03	29.22	Ok
Nerv. orizz. superiore lato sinistro interno	-29.55	0.00	-0.03	29.55	Ok
Nerv. orizz. superiore lato destro esterno	-32.50	0.00	-0.03	32.50	Ok
Ala superiore esterno	-33.26	0.00	-0.03	33.26	Ok
Nerv. orizz. superiore lato sinistro esterno	-33.41	0.00	-0.03	33.41	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona superiore	-48.94	0.00	-1.26	48.94	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona superiore	-49.52	0.00	-1.26	49.52	Ok

**Legenda**

$n_{\perp}$  tensione normale perpendicolare all'asse del cordone

$t_{\perp}$  tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone

$\tau_{\parallel}$  tensione tangenziale parallela all'asse del cordone

$$FV_1 = (n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0.5}$$

$$FV_2 = |n_{\perp}| + |t_{\perp}|$$

$$VER_i \rightarrow FV_i \leq \beta_i \cdot f_{yk} \quad (\beta_1 \cdot f_{yk} = 248.50 \text{ N/mm}^2 \quad \beta_2 \cdot f_{yk} = 301.75 \text{ N/mm}^2)$$

**Verifiche a flessione piastra in zona compressa**

Sezione parallela a X a filo della colonna (Nodo n. 1401, CMB n. 54)

Pressione media a bordo piastra	$p_{med} = 5,94 \text{ N/mm}^2$	
Carico lineare sbalzo	$q_{lin} = 2377,46 \text{ N/mm}$	
Lunghezza sbalzo	$L_s = 90,0 \text{ mm}$	
Modulo di resistenza minimo	$W_{min} = 302264,3 \text{ mm}^3$	
Momento resistente	$M_{p,Rd} =$	102194100,0 N mm
Momento massimo	$M_{p,Ed} =$	9628703,0 N mm
$M_{p,Ed} / M_{p,Rd} = 0,094220 \text{ Ok}$		

Sezione parallela a Y a filo della nervatura verticale (Nodo n. 1401, CMB n. 53)

Pressione media a bordo piastra	$p_{med} = 3,06 \text{ N/mm}^2$	
Carico lineare sbalzo	$q_{lin} = 1225,65 \text{ N/mm}$	
Lunghezza sbalzo	$L_s = 75,0 \text{ mm}$	
Modulo di resistenza minimo	$W_{min} = 302264,3 \text{ mm}^3$	
Momento resistente	$M_{p,Rd} =$	102194100,0 N mm
Momento massimo	$M_{p,Ed} =$	3447138,0 N mm
$M_{p,Ed} / M_{p,Rd} = 0,033731 \text{ Ok}$		

**Verifica del momento di progetto del giunto** (Nodo n. 1401, CMB n. 16)

Momento resistente del giunto	$M_{j,Rd} =$	98550140.0 N mm
Momento di progetto	$M_{j,Ed} =$	24349000.0 N mm
$M_{j,Ed} / M_{j,Rd} = 0.247072$ Ok		

**Ancoraggio**Tirafondi con uncini e bolzoni

Lunghezza tirafondi	$L_t =$	720 mm (rettilineo 478 mm, arco 170 mm, terminale 72 mm)
Lunghezza di aderenza	$L_a =$	838 mm (si considera l'uncino equivalente ad un tratto rettilineo lungo $20\varnothing$ )
Diametro bolzoni	$\varnothing_b =$	15 mm

Lunghezza minima tirafondi: 40 diametri (720 mm)

Calcestruzzo

Resistenza cubica caratteristica a compressione	$R_{ck} =$	30.00 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	24.90 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C =$	14.11 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	1.79 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo	$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} / \gamma_C =$	2.69 N/mm <sup>2</sup>

**Compressione massima calcestruzzo** (Nodo n. 1401, CMB n. 53)

$$p_{max} = 6.13 \text{ N/mm}^2 < f_{cd} \text{ Ok}$$

**Verifica ancoraggio**

Si considera la massima resistenza a trazione di progetto dei tirafondi

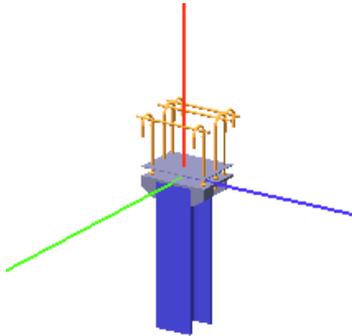
Trazione di progetto dell'ancoraggio	$F_{t,an,Ed} = \max [ F_{t,Rd} ] =$	109930.6 N
Resistenza a trazione per aderenza	$F_{t,ad,Rd} = L_a \cdot \pi \cdot \varnothing \cdot f_{bd} =$	127284.8 N
$F_{t,ad,Rd} > F_{t,an,Ed}$ Ok		

La verifica del nodo risulta soddisfatta.



31.2.2

VERIFICA NODO B



**Coefficienti di sicurezza utilizzati**

$\gamma_{M0} = 1.05$

$\gamma_{M1} = 1.10$

$\gamma_{M2} = 1.25$

**Colonna**

Tipo di profilo: HEB 220

Materiale: Acciaio S355  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$   $\gamma_{ov} = 1.25$

Classe sezione: 1

**Flangia:**

Materiale: Acciaio S355  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$   $\gamma_{ov} = 1.25$

Dimensioni (B x H x Sp): 400.0 x 290.0 x 16.0 mm

Spessore nervature verticali: 16.0 mm

Spessore nervature orizzontali: 16.0 mm

**Bullonature:**

Viti cl. 8.8 Dadi 8 o 10 ( $f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$ )

Diametro  $\varnothing = 16 \text{ mm}$   $A_{res} = 156.8 \text{ mm}^2$  (ridotta per filettatura)

Diametro foro  $\varnothing_0 = 17 \text{ mm}$

**Saldature:**

Materiale: Acciaio S355  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$   $\beta_1 = 0.70$   $\beta_2 = 0.85$

Spessore cordoni d'angolo  $s_c = 8 \text{ mm}$

**Sollecitazioni:**

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
3938.35	-11352.3	288.9	-90945.5	-620824.0	24150000.0	3630.0
3938.36	-11365.5	424.6	-88499.2	-894222.0	23930000.0	3804.0

**Calcolo resistenze**

Resistenza a trazione dei bulloni

$$F_{tb,Rd} = 0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} =$$

90333.1 N

Resistenza a punzonamento flangia  $B_{pf,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_f \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} =$

295319.8 N

Bull.	$F_{f,Rd}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]
1	77028.6	77028.6
2	80301.0	80301.0
3	80301.0	80301.0
4	77028.6	77028.6
5	80301.0	80301.0
6	80301.0	80301.0

**Legenda**

$F_{f,Rd} = M_{res,m} / (B_m \cdot R_m)$  resistenza a flessione flangia

$F_{t,Rd} = \min [ F_{tb,Rd}, B_{pf,Rd}, F_{f,Rd} ]$  resistenza a trazione di progetto

Resistenza a taglio dei bulloni  $F_{vb,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} =$

60222.1 N

Bull.	$F_{bf,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bf,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
1	179200.0	60222.1	179200.0	60222.1
2	179200.0	60222.1	261120.0	60222.1
3	179200.0	60222.1	250880.0	60222.1
4	179200.0	60222.1	179200.0	60222.1
5	179200.0	60222.1	261120.0	60222.1
6	179200.0	60222.1	250880.0	60222.1

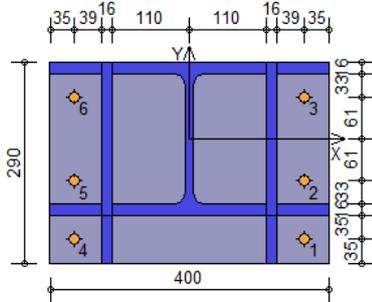
**Legenda**

$F_{bf,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_f / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento flangia in direzione x

$F_{v,x,Rd} = \min [ F_{vb,Rd}, F_{bf,x,Rd} ]$  resistenza a taglio di progetto in direzione x



$F_{bf,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_f / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento flangia in direzione y  
 $F_{v,y,Rd} = \min [ F_{vb,Rd} , F_{bf,y,Rd} ]$  resistenza a taglio di progetto in direzione y



**Verifiche sui bulloni**

**1-Taglio e trazione** (Nodo n. 3938, CMB n. 36)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	$FV_1$	VER
1	165.00	-145.00	1898.7	60222.1	30020.4	77028.6	0.309907	Ok
2	165.00	-61.00	1898.6	60222.1	13249.2	80301.0	0.149380	Ok
3	165.00	61.00	1898.5	60222.1	0.0	80301.0	0.031526	Ok
4	-165.00	-145.00	1892.6	60222.1	30894.6	77028.6	0.317913	Ok
5	-165.00	-61.00	1892.5	60222.1	14123.4	80301.0	0.157055	Ok
6	-165.00	61.00	1892.5	60222.1	0.0	80301.0	0.031425	Ok

**2-Trazione** (Nodo n. 3938, CMB n. 36)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	$FV_2$	VER
1	165.00	-145.00	30020.4	77028.6	0.389730	Ok
2	165.00	-61.00	13249.2	80301.0	0.164994	Ok
3	165.00	61.00	0.0	80301.0	0.000000	Ok
4	-165.00	-145.00	30894.6	77028.6	0.401080	Ok
5	-165.00	-61.00	14123.4	80301.0	0.175881	Ok
6	-165.00	61.00	0.0	80301.0	0.000000	Ok

**Legenda**

- $F_{v,Ed}$  forza di taglio agente sul bullone
- $F_{v,Rd}$  resistenza a taglio di progetto del bullone
- $F_{t,Ed}$  forza di trazione agente sul bullone
- $F_{t,Rd}$  resistenza a trazione di progetto del bullone
- $FV_1 = F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / ( 1.4 \cdot F_{t,Rd} )$
- $FV_2 = F_{t,Ed} / F_{t,Rd}$
- VER  $\rightarrow FV_i \leq 1$

**Verifiche sulle saldature profilo-flangia (versione beta)**

Si considera la sezione di gola (avente altezza  $a = s_c / 2^{0.5} = 5.657$ ) in posizione ribaltata: vengono considerate positive le tensioni normali di trazione e le tensioni tangenziali agenti verso destra e verso il basso. Tutte le tensioni sono espresse in N/mm<sup>2</sup>.

**Verifica formula (4.2.84)** (Nodo n. 3938, CMB n. 36)

Cordoni	$n_{\perp}$	$t_{\perp}$	$\tau_{\parallel}$	$FV_1$	VER <sub>1</sub>
Nerv. verticale lato destro esterno	33.52	0.00	-1.49	33.56	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona inferiore	33.64	0.00	-1.49	33.67	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona inferiore	34.82	0.00	-1.49	34.85	Ok
Nerv. verticale lato sinistro esterno	34.94	0.00	-1.49	34.97	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro esterno	18.20	0.00	0.08	18.20	Ok
Ala inferiore esterno	19.54	0.00	0.08	19.54	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro esterno	20.03	0.00	0.08	20.03	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro interno	13.27	0.00	0.08	13.27	Ok
Ala inferiore interno lato destro	13.88	0.00	0.08	13.88	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	14.61	0.00	0.08	14.61	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro interno	15.10	0.00	0.08	15.10	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona centrale	-26.92	0.00	-1.49	26.96	Ok
Anima lato destro	-24.06	0.00	-1.49	24.10	Ok
Anima lato sinistro	-24.06	0.00	-1.49	24.10	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona centrale	-25.74	0.00	-1.49	25.79	Ok
Nerv. orizz. superiore lato destro interno	-28.61	0.00	0.08	28.61	Ok
Ala superiore interno lato destro	-28.11	0.00	0.08	28.11	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	-27.38	0.00	0.08	27.38	Ok
Nerv. orizz. superiore lato sinistro interno	-26.77	0.00	0.08	26.78	Ok

**Verifica formula (4.2.85)** (Nodo n. 3938, CMB n. 36)

Cordoni	$n_{\perp}$	$t_{\perp}$	$\tau_{\parallel}$	$FV_2$	VER <sub>2</sub>
Nerv. verticale lato destro esterno	33.52	0.00	-1.49	33.52	Ok



Nerv. vert. lato destro interno zona inferiore	33.64	0.00	-1.49	33.64	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona inferiore	34.82	0.00	-1.49	34.82	Ok
Nerv. verticale lato sinistro esterno	34.94	0.00	-1.49	34.94	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro esterno	18.20	0.00	0.08	18.20	Ok
Ala inferiore esterno	19.54	0.00	0.08	19.54	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro esterno	20.03	0.00	0.08	20.03	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro interno	13.27	0.00	0.08	13.27	Ok
Ala inferiore interno lato destro	13.88	0.00	0.08	13.88	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	14.61	0.00	0.08	14.61	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro interno	15.10	0.00	0.08	15.10	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona centrale	-26.92	0.00	-1.49	26.92	Ok
Anima lato destro	-24.06	0.00	-1.49	24.06	Ok
Anima lato sinistro	-24.06	0.00	-1.49	24.06	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona centrale	-25.74	0.00	-1.49	25.74	Ok
Nerv. orizz. superiore lato destro interno	-28.61	0.00	0.08	28.61	Ok
Ala superiore interno lato destro	-28.11	0.00	0.08	28.11	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	-27.38	0.00	0.08	27.38	Ok
Nerv. orizz. superiore lato sinistro interno	-26.77	0.00	0.08	26.77	Ok

**Legenda**

$n_{\perp}$  tensione normale perpendicolare all'asse del cordone

$t_{\perp}$  tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone

$\tau_{\parallel}$  tensione tangenziale parallela all'asse del cordone

$$FV_1 = (n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0.5}$$

$$FV_2 = |n_{\perp}| + |t_{\perp}|$$

$$VER_i \rightarrow FV_i \leq \beta_i \cdot f_{yk} \quad (\beta_1 \cdot f_{yk} = 248.50 \text{ N/mm}^2 \quad \beta_2 \cdot f_{yk} = 301.75 \text{ N/mm}^2)$$

**Verifiche a flessione piastra in zona compressa**

Sezione parallela a X a filo della colonna nella zona inferiore

La zona inferiore della piastra non è sollecitata a compressione

Sezione parallela a Y a filo della nervatura verticale (Nodo n. 3938, CMB n. 35)

Pressione media a bordo piastra	$p_{med} = 4,47 \text{ N/mm}^2$	
Carico lineare sbalzo	$q_{lin} = 1297,62 \text{ N/mm}$	
Lunghezza sbalzo	$L_s = 74,0 \text{ mm}$	
Modulo di resistenza minimo	$W_{min} = 108348,6 \text{ mm}^3$	
Momento resistente	$M_{p,Rd} =$	36632130,0 N mm
Momento massimo	$M_{p,Ed} =$	3552871,0 N mm
$M_{p,Ed} / M_{p,Rd} = 0,096988 \text{ Ok}$		

**Verifica del momento di progetto del giunto** (Nodo n. 3938, CMB n. 36)

Momento resistente del giunto	$M_{j,Rd} =$	70814930.0 N mm
Momento di progetto	$M_{j,Ed} =$	14903080.0 N mm
$M_{j,Ed} / M_{j,Rd} = 0.210451 \text{ Ok}$		

**Ancoraggio**

Tirafondi con uncini e bolzoni

Lunghezza tirafondi	$L_t =$	500 mm (rettilineo 285 mm, arco 151 mm, terminale 64 mm)
Lunghezza di aderenza	$L_a =$	605 mm (si considera l'uncino equivalente ad un tratto rettilineo lungo 20Ø)
Diametro bolzoni	$\varnothing_b =$	15 mm

Lunghezza minima tirafondi: 40 diametri (640 mm)

Calcestruzzo

Resistenza cubica caratteristica a compressione	$R_{ck} =$	30.00 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	$f_{cd} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	24.90 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c =$	14.11 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	1.79 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo	$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} / \gamma_c =$	2.69 N/mm <sup>2</sup>

**Compressione massima calcestruzzo** (Nodo n. 3938, CMB n. 35)

$$p_{max} = 8.95 \text{ N/mm}^2 < f_{cd} \text{ Ok}$$

**Verifica ancoraggio**

Si considera la massima resistenza a trazione di progetto dei tirafondi

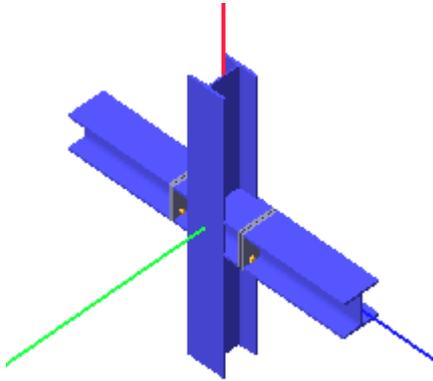
Trazione di progetto dell'ancoraggio	$F_{t,an,Ed} = \max [ F_{t,Rd} ] =$	80301.0 N
Resistenza a trazione per aderenza	$F_{t,ad,Rd} = L_a \cdot \pi \cdot \varnothing \cdot f_{bd} =$	81683.7 N
$F_{t,ad,Rd} > F_{t,an,Ed} \text{ Ok}$		

La verifica del nodo risulta soddisfatta.



31.2.3

VERIFICA NODO C



**Colonna**

Tipo di profilo: HEB 220

Materiale: Acciaio S355  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$   $\gamma_{ov} = 1.25$

Classe sezione: 1

**Coefficienti di sicurezza utilizzati**

$\gamma_{M0} = 1.05$

$\gamma_{M1} = 1.10$

$\gamma_{M2} = 1.25$

**Trave lato 3+**

Tipo di profilo: HEB 220

Materiale: Acciaio S355  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$   $\gamma_{ov} = 1.25$

Classe sezione: 1

**Flangia:**

Materiale: Acciaio S355  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$   $\gamma_{ov} = 1.25$

Dimensioni (B x H x Sp): 220.0 x 220.0 x 15.0 mm

**Bullonature:**

Viti cl. 8.8 Dadi 8 o 10 ( $f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$ )

Diametro  $\varnothing = 18 \text{ mm}$   $A_{res} = 190.9 \text{ mm}^2$  (ridotta per filettatura)

Diametro foro  $\varnothing_0 = 19 \text{ mm}$

**Saldature:**

Materiale: Acciaio S355  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$   $\beta_1 = 0.70$   $\beta_2 = 0.85$

Spessore cordoni d'angolo  $s_c = 8 \text{ mm}$

**Sollecitazioni nella sezione d'attacco dell'elemento:**

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
16416.53	-4565.3	-10994.5	18299.7	-7137000.0	-5527398.0	-28577.0
16417.14	-4089.1	-11027.8	3827.8	-7319000.0	-5974135.0	23993.0
16417.54	-4038.5	-11004.5	5368.0	-7238000.0	-6137268.0	23988.0

**Calcolo resistenze**

Resistenza a trazione dei bulloni

$$F_{tb,Rd} = 0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} =$$

109930.6 N

Resistenza a punzonamento flangia  $B_{pf,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_f \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} =$

311470.1 N

Bull.	$F_{f,Rd}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]
1	57809.5	57809.5
2	57809.5	57809.5
3	57809.5	57809.5
4	57809.5	57809.5

**Legenda**

$F_{f,Rd} = M_{res,m} / (B_m \cdot R_m)$  resistenza a flessione flangia

$F_{t,Rd} = \min [ F_{tb,Rd}, B_{pf,Rd}, F_{f,Rd} ]$  resistenza a trazione di progetto

Resistenza a taglio dei bulloni  $F_{vb,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} =$

73287.1 N

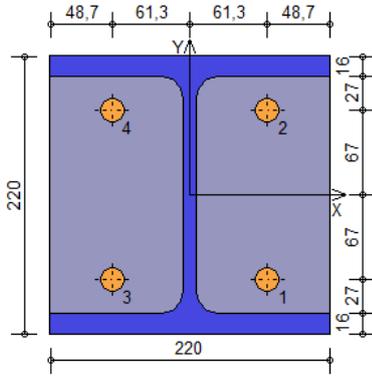
Bull.	$F_{bf,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bf,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
1	235297.9	73287.1	207757.9	73287.1
2	235297.9	73287.1	207757.9	73287.1
3	235297.9	73287.1	207757.9	73287.1



4                                      235297.9                                      73287.1                                      207757.9                                      73287.1

**Legenda**

$F_{bf,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_f / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento flangia in direzione x  
 $F_{v,x,Rd} = \min [ F_{vb,Rd} , F_{bf,x,Rd} ]$  resistenza a taglio di progetto in direzione x  
 $F_{bf,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_f / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento flangia in direzione y  
 $F_{v,y,Rd} = \min [ F_{vb,Rd} , F_{bf,y,Rd} ]$  resistenza a taglio di progetto in direzione y



**Verifiche sui bulloni**

**1-Taglio e trazione (Nodo n. 16416, CMB n. 53)**

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	$FV_1$	VER
1	61.30	-67.00	3010.3	73287.1	2117.5	57809.5	0.067239	Ok
2	61.30	67.00	2902.3	73287.1	12805.4	57809.5	0.197823	Ok
3	-61.30	-67.00	3050.3	73287.1	21322.9	57809.5	0.305083	Ok
4	-61.30	67.00	2943.8	73287.1	32010.7	57809.5	0.435688	Ok

**2-Trazione (Nodo n. 16416, CMB n. 53)**

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	$FV_2$	VER
1	61.30	-67.00	2117.5	57809.5	0.036630	Ok
2	61.30	67.00	12805.4	57809.5	0.221510	Ok
3	-61.30	-67.00	21322.9	57809.5	0.368848	Ok
4	-61.30	67.00	32010.7	57809.5	0.553728	Ok

**Legenda**

$F_{v,Ed}$  forza di taglio agente sul bullone  
 $F_{v,Rd}$  resistenza a taglio di progetto del bullone  
 $F_{t,Ed}$  forza di trazione agente sul bullone  
 $F_{t,Rd}$  resistenza a trazione di progetto del bullone  
 $FV_1 = F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / ( 1.4 \cdot F_{t,Rd} )$   
 $FV_2 = F_{t,Ed} / F_{t,Rd}$   
 VER  $\rightarrow FV_i \leq 1$

**Verifiche sulle saldature profilo-flangia (versione beta)**

Si considera la sezione di gola (avente altezza  $a = s_c / 2^{0.5} = 5.657$ ) in posizione ribaltata: vengono considerate positive le tensioni normali di trazione e le tensioni tangenziali agenti verso destra e verso il basso. Tutte le tensioni sono espresse in N/mm<sup>2</sup>.

**Verifica formula (4.2.84) (Nodo n. 16417, CMB n. 54)**

Cordoni	$n_{\perp}$	$t_{\perp}$	$\tau_{\parallel}$	$FV_1$	VER <sub>1</sub>
Ala inferiore interno lato destro	-106.93	0.00	-5.57	107.07	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	53.10	0.00	-5.57	53.40	Ok
Anima lato destro	25.10	0.00	-2.35	25.21	Ok
Anima lato sinistro	25.10	0.00	-2.35	25.21	Ok
Ala superiore interno lato destro	-50.20	0.00	-5.57	50.51	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	109.83	0.00	-5.57	109.98	Ok

**Verifica formula (4.2.85) (Nodo n. 16417, CMB n. 54)**

Cordoni	$n_{\perp}$	$t_{\perp}$	$\tau_{\parallel}$	$FV_2$	VER <sub>2</sub>
Ala inferiore interno lato destro	-106.93	0.00	-5.57	106.93	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	53.10	0.00	-5.57	53.10	Ok
Anima lato destro	25.10	0.00	-2.35	25.10	Ok
Anima lato sinistro	25.10	0.00	-2.35	25.10	Ok
Ala superiore interno lato destro	-50.20	0.00	-5.57	50.20	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	109.83	0.00	-5.57	109.83	Ok

**Legenda**

$n_{\perp}$  tensione normale perpendicolare all'asse del cordone  
 $t_{\perp}$  tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone  
 $\tau_{\parallel}$  tensione tangenziale parallela all'asse del cordone  
 $FV_1 = ( n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 )^{0.5}$   
 $FV_2 = |n_{\perp}| + |t_{\perp}|$



$$VER_i \rightarrow FV_i \leq \beta_1 \cdot f_{yk} \quad (\beta_1 \cdot f_{yk} = 248.50 \text{ N/mm}^2 \quad \beta_2 \cdot f_{yk} = 301.75 \text{ N/mm}^2)$$

**Verifica del momento di progetto del giunto** (Nodo n. 16417, CMB n. 14)

Momento resistente del giunto	$M_{j,Rd} =$	21727520.0 N mm
Momento di progetto	$M_{j,Ed} =$	7319000.0 N mm
$M_{j,Ed} / M_{j,Rd} = 0.336854 \text{ Ok}$		

**Trave lato 3-**

Tipo di profilo: HEB 220

Materiale: Acciaio S355  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$   $\gamma_{ov} = 1.25$

Classe sezione: 1

Flangia:

Materiale: Acciaio S355  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$   $\gamma_{ov} = 1.25$

Dimensioni (B x H x Sp): 220.0 x 220.0 x 15.0 mm

Bullonature:

Viti cl. 8.8 Dadi 8 o 10 ( $f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$ )

Diametro  $\varnothing = 18 \text{ mm}$   $A_{res} = 190.9 \text{ mm}^2$  (ridotta per filettatura)

Diametro foro  $\varnothing_0 = 19 \text{ mm}$

Saldature:

Materiale: Acciaio S355  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$   $\beta_1 = 0.70$   $\beta_2 = 0.85$

Spessore cordoni d'angolo  $s_c = 8 \text{ mm}$

Sollecitazioni nella sezione d'attacco dell'elemento:

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
16414.13	-5031.2	11130.4	18448.2	7009000.0	-4612450.0	31845.0
16414.14	-5013.7	11182.9	10763.4	7194000.0	-4669692.0	32161.0
16417.53	-3966.8	8373.8	20172.8	4826000.0	-5879871.0	8484.0

**Calcolo resistenze**

Resistenza a trazione dei bulloni  $F_{tb,Rd} = 0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 109930.6 \text{ N}$

Resistenza a punzonamento flangia  $B_{pf,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_f \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 311470.1 \text{ N}$

Bull.	$F_{f,Rd}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]
1	57809.5	57809.5
2	57809.5	57809.5
3	57809.5	57809.5
4	57809.5	57809.5

Legenda

$F_{f,Rd} = M_{res,m} / (B_m \cdot R_m)$  resistenza a flessione flangia

$F_{t,Rd} = \min [ F_{tb,Rd}, B_{pf,Rd}, F_{f,Rd} ]$  resistenza a trazione di progetto

Resistenza a taglio dei bulloni  $F_{vb,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 73287.1 \text{ N}$

Bull.	$F_{bf,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bf,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
1	235297.9	73287.1	207757.9	73287.1
2	235297.9	73287.1	207757.9	73287.1
3	235297.9	73287.1	207757.9	73287.1
4	235297.9	73287.1	207757.9	73287.1

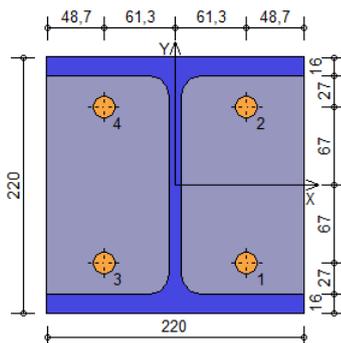
Legenda

$F_{bf,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_f / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento flangia in direzione x

$F_{v,x,Rd} = \min [ F_{vb,Rd}, F_{bf,x,Rd} ]$  resistenza a taglio di progetto in direzione x

$F_{bf,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_f / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento flangia in direzione y

$F_{v,y,Rd} = \min [ F_{vb,Rd}, F_{bf,y,Rd} ]$  resistenza a taglio di progetto in direzione y





**Verifiche sui bulloni**

1-Taglio e trazione (Nodo n. 16414, CMB n. 13)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	F <sub>v,Ed</sub> [N]	F <sub>v,Rd</sub> [N]	F <sub>t,Ed</sub> [N]	F <sub>t,Rd</sub> [N]	FV <sub>1</sub>	VER
1	61.30	-67.00	3137.1	73287.1	22315.2	57809.5	0.318529	Ok
2	61.30	67.00	3020.2	73287.1	30192.5	57809.5	0.414264	Ok
3	-61.30	-67.00	3089.3	73287.1	2431.6	57809.5	0.072198	Ok
4	-61.30	67.00	2970.5	73287.1	10308.9	57809.5	0.167908	Ok

2-Trazione (Nodo n. 16414, CMB n. 13)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	F <sub>t,Ed</sub> [N]	F <sub>t,Rd</sub> [N]	FV <sub>2</sub>	VER
1	61.30	-67.00	22315.2	57809.5	0.386012	Ok
2	61.30	67.00	30192.5	57809.5	0.522276	Ok
3	-61.30	-67.00	2431.6	57809.5	0.042062	Ok
4	-61.30	67.00	10308.9	57809.5	0.178326	Ok

Legenda

F<sub>v,Ed</sub> forza di taglio agente sul bullone  
 F<sub>v,Rd</sub> resistenza a taglio di progetto del bullone  
 F<sub>t,Ed</sub> forza di trazione agente sul bullone  
 F<sub>t,Rd</sub> resistenza a trazione di progetto del bullone  
 $FV_1 = F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / (1.4 \cdot F_{t,Rd})$   
 $FV_2 = F_{t,Ed} / F_{t,Rd}$   
 VER → FV<sub>i</sub> ≤ 1

**Verifiche sulle saldature profilo-flangia (versione beta)**

Si considera la sezione di gola (avente altezza a = s<sub>c</sub> / 2<sup>0.5</sup> = 5.657) in posizione ribaltata: vengono considerate positive le tensioni normali di trazione e le tensioni tangenziali agenti verso destra e verso il basso. Tutte le tensioni sono espresse in N/mm<sup>2</sup>.

Verifica formula (4.2.84) (Nodo n. 16414, CMB n. 14)

Cordoni	n <sub>⊥</sub>	t <sub>⊥</sub>	τ <sub>  </sub>	FV <sub>1</sub>	VER <sub>1</sub>
Ala inferiore interno lato destro	60.86	0.00	5.66	61.12	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	-98.20	0.00	5.66	98.36	Ok
Anima lato destro	20.90	0.00	-2.92	21.11	Ok
Anima lato sinistro	20.90	0.00	-2.92	21.11	Ok
Ala superiore interno lato destro	104.03	0.00	5.66	104.18	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	-55.03	0.00	5.66	55.32	Ok

Verifica formula (4.2.85) (Nodo n. 16414, CMB n. 14)

Cordoni	n <sub>⊥</sub>	t <sub>⊥</sub>	τ <sub>  </sub>	FV <sub>2</sub>	VER <sub>2</sub>
Ala inferiore interno lato destro	60.86	0.00	5.66	60.86	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	-98.20	0.00	5.66	98.20	Ok
Anima lato destro	20.90	0.00	-2.92	20.90	Ok
Anima lato sinistro	20.90	0.00	-2.92	20.90	Ok
Ala superiore interno lato destro	104.03	0.00	5.66	104.03	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	-55.03	0.00	5.66	55.03	Ok

Legenda

n<sub>⊥</sub> tensione normale perpendicolare all'asse del cordone  
 t<sub>⊥</sub> tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone  
 τ<sub>||</sub> tensione tangenziale parallela all'asse del cordone  
 $FV_1 = (n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{||}^2)^{0.5}$   
 $FV_2 = |n_{\perp}| + |t_{\perp}|$   
 VER<sub>i</sub> → FV<sub>i</sub> ≤ β<sub>1</sub> · f<sub>yk</sub> (β<sub>1</sub> · f<sub>yk</sub> = 248.50 N/mm<sup>2</sup> β<sub>2</sub> · f<sub>yk</sub> = 301.75 N/mm<sup>2</sup>)

**Verifica del momento di progetto del giunto** (Nodo n. 16417, CMB n. 53)

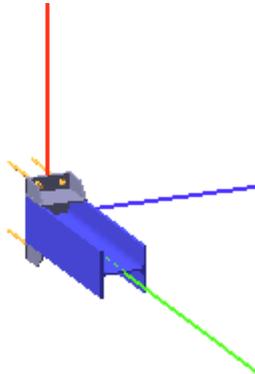
Momento resistente del giunto	M <sub>j,Rd</sub> =	23586290.0 N mm
Momento di progetto	M <sub>j,Ed</sub> =	7937496.0 N mm
$M_{j,Ed} / M_{j,Rd} = 0.336530$ Ok		

La verifica del nodo risulta soddisfatta.



31.2.4

VERIFICA NODO D



**Coefficienti di sicurezza utilizzati**

$\gamma_{M0} = 1.05$

$\gamma_{M1} = 1.10$

$\gamma_{M2} = 1.25$

**Trave 2**

Tipo di profilo: HEB 220

Materiale: Acciaio S355  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$   $\gamma_{ov} = 1.25$

Classe sezione: 1

**Flangia:**

Materiale: Acciaio S355  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$   $\gamma_{ov} = 1.25$

Dimensioni (B x H x Sp): 380.0 x 220.0 x 20.0 mm

Spessore nervature verticali: 10.0 mm

Spessore nervature orizzontali: 10.0 mm

**Bullonature:**

Viti cl. 8.8 Dadi 8 o 10 ( $f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$ )

Diametro  $\varnothing = 16 \text{ mm}$   $A_{res} = 156.8 \text{ mm}^2$  (ridotta per filettatura)

Diametro foro  $\varnothing_0 = 17 \text{ mm}$

**Saldature:**

Materiale: Acciaio S355  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$   $\beta_1 = 0.70$   $\beta_2 = 0.85$

Spessore cordoni d'angolo  $s_c = 8 \text{ mm}$

**Sollecitazioni:**

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
13518.12	-4335.6	3796.6	-3421.3	0.0	0.0	14173.0
13518.49	-4379.5	7090.8	24173.1	0.0	0.0	13679.0

**Calcolo resistenze**

Resistenza a trazione dei bulloni  $F_{tb,Rd} = 0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 90333.1 \text{ N}$

Resistenza a punzonamento flangia  $B_{pf,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_f \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 369149.7 \text{ N}$

Bull.	$F_{f,Rd}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]
1	130168.3	90333.1
2	130168.3	90333.1
3	130168.3	90333.1
4	130168.3	90333.1

**Legenda**

$F_{f,Rd} = M_{res,m} / (B_m \cdot R_m)$  resistenza a flessione flangia

$F_{t,Rd} = \min [ F_{tb,Rd}, B_{pf,Rd}, F_{f,Rd} ]$  resistenza a trazione di progetto

Resistenza a taglio dei bulloni  $F_{vb,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 60222.1 \text{ N}$

Bull.	$F_{bf,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bf,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
1	192000.0	60222.1	326400.0	60222.1
2	192000.0	60222.1	326400.0	60222.1
3	192000.0	60222.1	326400.0	60222.1
4	192000.0	60222.1	326400.0	60222.1

**Legenda**

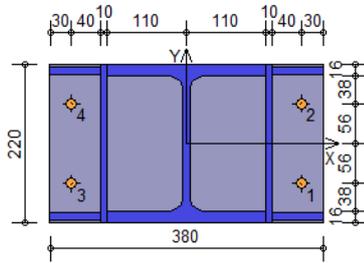
$F_{bf,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_f / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento flangia in direzione x

$F_{v,x,Rd} = \min [ F_{vb,Rd}, F_{bf,x,Rd} ]$  resistenza a taglio di progetto in direzione x

$F_{bf,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_f / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento flangia in direzione y



$F_{v,y,Rd} = \min [ F_{vb,Rd} , F_{bf,y,Rd} ]$  resistenza a taglio di progetto in direzione y



**Verifiche sui bulloni**

**1-Taglio e trazione (Nodo n. 13518, CMB n. 49)**

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	$FV_1$	VER
1	160.00	-56.00	2099.3	60222.1	6043.3	90333.1	0.082644	Ok
2	160.00	56.00	2088.0	60222.1	6043.3	90333.1	0.082457	Ok
3	-160.00	-56.00	2079.3	60222.1	6043.3	90333.1	0.082313	Ok
4	-160.00	56.00	2067.9	60222.1	6043.3	90333.1	0.082124	Ok

**2-Trazione (Nodo n. 13518, CMB n. 49)**

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	$FV_2$	VER
1	160.00	-56.00	6043.3	90333.1	0.066900	Ok
2	160.00	56.00	6043.3	90333.1	0.066900	Ok
3	-160.00	-56.00	6043.3	90333.1	0.066900	Ok
4	-160.00	56.00	6043.3	90333.1	0.066900	Ok

**Legenda**

- $F_{v,Ed}$  forza di taglio agente sul bullone
- $F_{v,Rd}$  resistenza a taglio di progetto del bullone
- $F_{t,Ed}$  forza di trazione agente sul bullone
- $F_{t,Rd}$  resistenza a trazione di progetto del bullone
- $FV_1 = F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / ( 1.4 \cdot F_{t,Rd} )$
- $FV_2 = F_{t,Ed} / F_{t,Rd}$
- VER  $\rightarrow FV_i \leq 1$

**Verifiche sulle saldature profilo-flangia (versione beta)**

Si considera la sezione di gola (avente altezza  $a = s_c / 2^{0.5} = 5.657$ ) in posizione ribaltata: vengono considerate positive le tensioni normali di trazione e le tensioni tangenziali agenti verso destra e verso il basso. Tutte le tensioni sono espresse in N/mm<sup>2</sup>.

**Verifica formula (4.2.84) (Nodo n. 13518, CMB n. 49)**

Cordoni	$n_{\perp}$	$t_{\perp}$	$\tau_{\parallel}$	$FV_1$	VER <sub>1</sub>
Nerv. verticale lato destro esterno	2.54	0.00	-0.71	2.63	Ok
Nerv. verticale lato sinistro esterno	2.54	0.00	-0.71	2.63	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro interno	2.54	0.00	2.10	3.29	Ok
Ala inferiore interno lato destro	2.54	0.00	2.10	3.29	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	2.54	0.00	2.10	3.29	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro interno	2.54	0.00	2.10	3.29	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona centrale	2.54	0.00	-0.71	2.63	Ok
Anima lato destro	2.54	0.00	-0.71	2.63	Ok
Anima lato sinistro	2.54	0.00	-0.71	2.63	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona centrale	2.54	0.00	-0.71	2.63	Ok
Nerv. orizz. superiore lato destro interno	2.54	0.00	2.10	3.29	Ok
Ala superiore interno lato destro	2.54	0.00	2.10	3.29	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	2.54	0.00	2.10	3.29	Ok
Nerv. orizz. superiore lato sinistro interno	2.54	0.00	2.10	3.29	Ok

**Verifica formula (4.2.85) (Nodo n. 13518, CMB n. 49)**

Cordoni	$n_{\perp}$	$t_{\perp}$	$\tau_{\parallel}$	$FV_2$	VER <sub>2</sub>
Nerv. verticale lato destro esterno	2.54	0.00	-0.71	2.54	Ok
Nerv. verticale lato sinistro esterno	2.54	0.00	-0.71	2.54	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro interno	2.54	0.00	2.10	2.54	Ok
Ala inferiore interno lato destro	2.54	0.00	2.10	2.54	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	2.54	0.00	2.10	2.54	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro interno	2.54	0.00	2.10	2.54	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona centrale	2.54	0.00	-0.71	2.54	Ok
Anima lato destro	2.54	0.00	-0.71	2.54	Ok
Anima lato sinistro	2.54	0.00	-0.71	2.54	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona centrale	2.54	0.00	-0.71	2.54	Ok
Nerv. orizz. superiore lato destro interno	2.54	0.00	2.10	2.54	Ok



Ala superiore interno lato destro	2.54	0.00	2.10	2.54	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	2.54	0.00	2.10	2.54	Ok
Nerv. orizz. superiore lato sinistro interno	2.54	0.00	2.10	2.54	Ok

**Legenda**

$n_{\perp}$  tensione normale perpendicolare all'asse del cordone

$t_{\perp}$  tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone

$\tau_{\parallel}$  tensione tangenziale parallela all'asse del cordone

$$FV_1 = (n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0.5}$$

$$FV_2 = |n_{\perp}| + |t_{\perp}|$$

$$VER_i \rightarrow FV_i \leq \beta_i \cdot f_{yk} \quad (\beta_1 \cdot f_{yk} = 248.50 \text{ N/mm}^2 \quad \beta_2 \cdot f_{yk} = 301.75 \text{ N/mm}^2)$$

**Verifiche a flessione piastra in zona compressa**

Sezione parallela a Y a filo della nervatura verticale (Nodo n. 13518, CMB n. 12)

Pressione media a bordo piastra	$p_{med} = 0,04 \text{ N/mm}^2$	
Carico lineare sbalzo	$q_{lin} = 9,07 \text{ N/mm}$	
Lunghezza sbalzo	$L_s = 70,0 \text{ mm}$	
Modulo di resistenza minimo	$W_{min} = 196667,0 \text{ mm}^3$	
Momento resistente	$M_{p,Rd} =$	66492160,0 N mm
Momento massimo	$M_{p,Ed} =$	22225,2 N mm
	$M_{p,Ed} / M_{p,Rd} = 0,000334$	Ok

**Verifica del momento di progetto del giunto** (Nodo n. 13518, CMB n. 49)

Momento resistente del giunto	$M_{j,Rd} =$	39746570.0 N mm
Momento di progetto	$M_{j,Ed} =$	1305347.0 N mm
	$M_{j,Ed} / M_{j,Rd} = 0,032842$	Ok

**Ancoraggio**

Tirafondi con ancoraggio chimico/meccanico

Resistenza a trazione di progetto	$F_{t,an,Rd} =$	1000.0 N
-----------------------------------	-----------------	----------

**Calcestruzzo**

Resistenza cubica caratteristica a compressione	$R_{ck} =$	30.00 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	24.90 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C =$	14.11 N/mm <sup>2</sup>

**Compressione massima calcestruzzo** (Nodo n. 13518, CMB n. 12)

$$p_{max} = 0.04 \text{ N/mm}^2 < f_{cd} \text{ Ok}$$

La verifica del nodo risulta soddisfatta.

**VERIFICA ANCORAGGIO CHIMICO**

È riportata di seguito la verifica dell'ancoraggio chimico della struttura sul pilastro e sul setto in C.A.



**Profis Anchor 2.8.7**

www.hilti.it

Impresa:  
Progettista:  
Indirizzo:  
Telefono | Fax:  
E-mail:

Pagina: 1  
Progetto:  
Contratto N°:  
Data: 19/03/2020

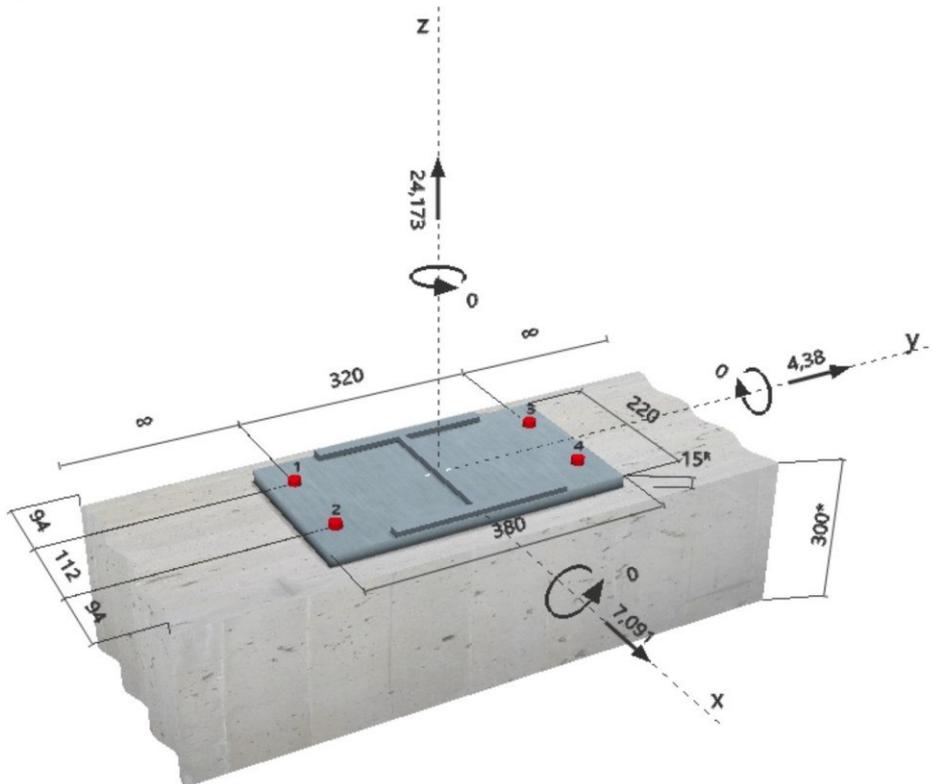
Commenti del progettista:

**1 Dati da inserire**

<b>Tipo e dimensione dell'ancorante:</b>	<b>HIT-RE 500 V3 + HAS-U 5.8 M16</b>	
Return period (service life in years):	50	
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,act} = 150 \text{ mm}$ ( $h_{ef,limit} = - \text{ mm}$ )	
Materiale:	5.8	
Certificazione No.:	ETA 16/0143	
Emesso   Valido:	14/05/2019   -	
Prova:	metodo di calcolo EN 1992-4, Chimico	
Fissaggio distanziato:	$e_b = 0 \text{ mm}$ (Senza distanziamento); $t = 15 \text{ mm}$	
Piastra d'ancoraggio:	$l_x \times l_y \times t = 220 \text{ mm} \times 380 \text{ mm} \times 15 \text{ mm}$ ; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)	
Profilo:	IPB / HEB, IPB 220 / HE 220 B; (L x W x T x FT) = 220 mm x 220 mm x 10 mm x 16 mm	
Materiale base:	non fessurato calcestruzzo, C30/37, $f_{c,cyl} = 30,00 \text{ N/mm}^2$ ; $h = 300 \text{ mm}$ , Temp. Breve/Lungo: 0/0 °C	
<b>Installazione:</b>	<b>Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto</b>	
Armatura:	nessuna armatura o interasse tra le armature $\geq 150 \text{ mm}$ (qualunque $\emptyset$ ) o $\geq 100 \text{ mm}$ ( $\emptyset \leq 10 \text{ mm}$ ) senza armatura di bordo longitudinale	

<sup>R</sup> - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

**Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]**



Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!  
PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan | Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



**Profis Anchor 2.8.7**

www.hilti.it

Impresa:

Progettista:

Indirizzo:

Telefono | Fax:

E-mail:

Pagina:

Progetto:

Contratto N°:

Data:

2

19/03/2020

**1.1 Combinazioni di carico**

Caso	Descrizione	Forze [kN] / Momenti [kNm]	Sismico	Fuoco	Utilizzo massimo [%]
1	Combinazione 1	$V_x = 7,168; V_y = 4,165; N = 18,592;$ $M_x = 0,000; M_y = 0,000; M_z = 0,000;$ $N_{susc} = 0,000; M_{x,susc} = 0,000; M_{y,susc} = 0,000;$	no	no	27
2	Combinazione 2	$V_x = 4,144; V_y = 4,095; N = -4,685;$ $M_x = 0,000; M_y = 0,000; M_z = 0,000;$ $N_{susc} = 0,000; M_{x,susc} = 0,000; M_{y,susc} = 0,000;$	no	no	14
3	Combinazione 3	$V_x = 7,310; V_y = 4,040; N = 24,037;$ $M_x = 0,000; M_y = 0,000; M_z = 0,000;$ $N_{susc} = 0,000; M_{x,susc} = 0,000; M_{y,susc} = 0,000;$	no	no	35
4	<b>Combinazione 4</b>	<b><math>V_x = 7,091; V_y = 4,380; N = 24,173;</math></b> <b><math>M_x = 0,000; M_y = 0,000; M_z = 0,000;</math></b> <b><math>N_{susc} = 0,000; M_{x,susc} = 0,000; M_{y,susc} = 0,000;</math></b>	<b>no</b>	<b>no</b>	<b>35</b>

**2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante (ULS)**

Condizione di carico: Carichi di progetto

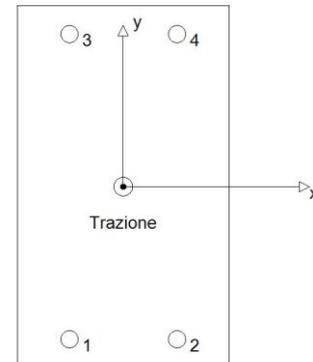
**Carichi sull'ancorante [kN]**

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	6,043	2,084	1,773	1,095
2	6,043	2,084	1,773	1,095
3	6,043	2,084	1,773	1,095
4	6,043	2,084	1,773	1,095

Compressione max. nel calcestruzzo: - [%]  
 Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm<sup>2</sup>]  
 risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 24,173 [kN]  
 risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]

Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.





**Profis Anchor 2.8.7**

www.hilti.it

Impresa:  
Progettista:  
Indirizzo:  
Telefono | Fax:  
E-mail:

Pagina:  
Progetto:  
Contratto N°:  
Data:

3  
19/03/2020

**3 Carico di trazione (EN 1992-4, Sezione 7.2.1)**

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo $\beta_N$ [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	6,043	52,333	12	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	24,173	83,781	29	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	24,173	69,473	35	OK
Fessurazione**	24,173	176,615	14	OK

\*ancorante più sollecitato \*\*gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

**3.1 Rottura dell'acciaio**

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	$N_{Ed}$ [kN]
78,500	1,500	52,333	6,043

**3.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**

$A_{p,N}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{p,N}^0$ [mm <sup>2</sup> ]	$\tau_{Rk,ucr,20}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$s_{cr,Np}$ [mm]	$C_{cr,Np}$ [mm]	$C_{min}$ [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
231.000	202.500	17,00	450	225	94	30,00
$\psi_c$	$\tau_{Rk,ucr}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$k_3$	$\tau_{Rk,c}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	
1,041	17,70	11,000	14,68	1,000	1,000	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$	
0	1,000	0	1,000	0,825	1,000	
$\psi_{sus}^0$	$\alpha_{sus}$	$\psi_{sus}$				
0,880	0,000	1,000				
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	$N_{Ed}$ [kN]		
133,481	125,671	1,500	83,781	24,173		

**3.3 Rottura conica del calcestruzzo**

$A_{c,N}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{c,N}^0$ [mm <sup>2</sup> ]	$C_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]		
231.000	202.500	225	450	30,00		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	
0	1,000	0	1,000	0,825	1,000	
$z$ [mm]	$\psi_{M,N}$	$k_1$	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	$N_{Ed}$ [kN]
0	1,000	11,000	110,685	1,500	69,473	24,173

**3.4 Fessurazione**

$A_{c,N}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{c,N}^0$ [mm <sup>2</sup> ]	$C_{cr,sp}$ [mm]	$s_{cr,sp}$ [mm]	$\psi_{h,sp}$	$f_{c,cyl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	
180.000	90.000	150	300	1,348	30,00	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	$k_1$
0	1,000	0	1,000	0,888	1,000	11,000
$N_{Rk,sp}^0$ [kN]	$\gamma_{M,sp}$	$N_{Rd,sp}$ [kN]	$N_{Ed}$ [kN]			
110,685	1,500	176,615	24,173			

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!  
PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



Profis Anchor 2.8.7

www.hilti.it

Impresa:

Progettista:

Indirizzo:

Telefono | Fax:

E-mail:

Pagina:

Progetto:

Contratto N°:

Data:

4

19/03/2020

#### 4 Carico di taglio (EN 1992-4, Sezione 7.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo $\beta_v$ [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	2,084	31,440	7	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	8,334	138,946	6	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+**	7,421	33,334	23	OK

\*ancorante più sollecitato \*\*gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

##### 4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}^0$ [kN]	$k_T$	$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]
39,300	1,000	39,300	1,250	31,440	2,084

##### 4.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)

$A_{c,N}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{c,N}^0$ [mm <sup>2</sup> ]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	$f_{c,cyl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$k_g$	
231.000	202.500	225	450	30,00	2,000	
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	$\psi_{M,N}$
0	1,000	0	1,000	0,825	1,000	1,000
$k_1$	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]		
11,000	110,685	1,500	138,946	8,334		

##### 4.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione x+

$l_f$ [mm]	$d_{nom}$ [mm]	$k_g$	$\alpha$	$\beta$	$f_{c,cyl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
150	16,0	2,400	0,126	0,070	30,00
$c_i$ [mm]	$A_{c,V}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{c,V}^0$ [mm <sup>2</sup> ]			
94	79.524	39.762			
$\psi_{s,V}$	$\psi_{h,V}$	$\psi_{a,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\psi_{ec,V}$	$\psi_{re,V}$
1,000	1,000	1,034	0	1,000	1,000
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	$k_T$	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]	
24,170	1,0	1,500	33,334	7,421	

**Profis Anchor 2.8.7**

www.hilti.it

Impresa:

Progettista:

Indirizzo:

Telefono | Fax:

E-mail:

Pagina:

Progetto:

Contratto N°:

Data:

5

19/03/2020

**5 Carichi combinati di trazione e di taglio ( EN 1992-4, Sezione 7.2.3))**

Rottura dell'acciaio

$\beta_N$	$\beta_V$	$\alpha$	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,115	0,066	2,000	2	OK

$$\beta_N^{\alpha} + \beta_V^{\alpha} \leq 1,0$$

Rottura del calcestruzzo

$\beta_N$	$\beta_V$	$\alpha$	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,348	0,223	1,500	32	OK

$$\beta_N^{\alpha} + \beta_V^{\alpha} \leq 1,0$$

**6 Spostamenti (ancorante più sollecitato)**

Carichi a breve termine:

$N_{sk}$	=	4,476 [kN]	$\delta_N$	=	0,036 [mm]
$V_{sk}$	=	2,749 [kN]	$\delta_V$	=	0,110 [mm]
			$\delta_{NV}$	=	0,116 [mm]

Carichi a lungo termine:

$N_{sk}$	=	4,476 [kN]	$\delta_N$	=	0,077 [mm]
$V_{sk}$	=	2,749 [kN]	$\delta_V$	=	0,165 [mm]
			$\delta_{NV}$	=	0,182 [mm]

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo!  
 Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!

**7 Attenzione**

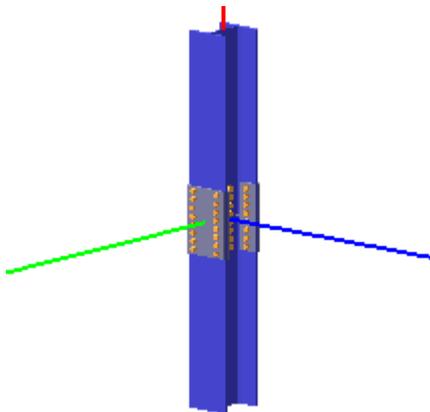
- Fenomeni di ridistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- La verifica del trasferimento dei carichi all'interno del materiale di base è richiesta in accordo con EN 1992-4, Allegato A!
- Il progetto è valido solo se le dimensioni del foro nell'elemento da fissare non è maggiore del valore dato in tabella 6.1 di EN 1992-4! Per diametri maggiori del foro vedere sezione 6.2.2 di EN 1992-4!
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- Per la determinazione di  $\Psi_{re,v}$  (rottura di bordo del calcestruzzo) si assume un copriferro per le armature di bordo  $c = 30$  mm
- L'adesione chimica caratteristica dipende dalle temperature di breve e di lungo periodo.
- L'armatura di bordo non è necessaria per evitare la modalità di rottura per fessurazione (splitting)
- The characteristic bond resistances depend on the return period (service life in years): 50

**L'ancoraggio risulta verificato!**



31.2.5

VERIFICA NODO E



**Coefficienti di sicurezza utilizzati**

$\gamma_{M0} = 1.05$

$\gamma_{M1} = 1.10$

$\gamma_{M2} = 1.25$

**Colonna**

Tipo di profilo: HEB 220

Materiale: Acciaio S355  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$   $\gamma_{ov} = 1.25$

Classe sezione: 1

**Coprigiunti:**

Materiale: Acciaio S355  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$   $\gamma_{ov} = 1.25$

Coprigiunti ala [mm]: 220.0 x 306.0 x 10 (piastra esterna) + 87.25 x 306.0 x 10 (due piastre interne)

Coprigiunti anima [mm]: 78.2 x 306.0 x 10 (due piastre)

**Bullonature:**

Viti cl. 8.8 Dadi 8 o 10 ( $f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$ )

Diametro  $\varnothing = 16 \text{ mm}$   $A_{res} = 156.8 \text{ mm}^2$  (ridotta per filettatura)

Diametro foro  $\varnothing_0 = 17 \text{ mm}$

Numero superfici di taglio: ala  $n_{sl} = 2$ , anima  $n_{sn} = 2$

**Sollecitazioni:**

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
17308.1	-930.7	145.8	-144500.0	-93574.0	-10570000.0	-1685.0
17308.45	-1083.9	161.2	-169600.0	-107885.0	-10810000.0	-2041.0
17308.46	-1113.3	151.0	-167200.0	-152412.0	-10990000.0	-1994.0
17308.52	-756.6	128.4	-116800.0	-156418.0	-10870000.0	-1413.0
17308.53	-779.1	156.6	-155000.0	-104337.0	-17620000.0	-1887.0
17308.54	-808.5	146.5	-152600.0	-148865.0	-17800000.0	-1840.0

**Calcolo resistenze**

**Bulloni Ala**

Resistenza a taglio dei bulloni

Bull.	$F_{bc,x,Rd}$ [N]	$F_{ba,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bc,y,Rd}$ [N]	$F_{ba,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
1	157760.0	104448.0	104448.0	154171.4	148362.0	120444.1
2	157760.0	104448.0	104448.0	154171.4	148362.0	120444.1
3	157760.0	126208.0	120444.1	154171.4	123337.1	120444.1
4	157760.0	126208.0	120444.1	154171.4	123337.1	120444.1
5	157760.0	126208.0	120444.1	154171.4	123337.1	120444.1
6	157760.0	126208.0	120444.1	154171.4	123337.1	120444.1
7	130560.0	261120.0	120444.1	185452.4	223436.8	120444.1
8	130560.0	261120.0	120444.1	185452.4	223436.8	120444.1

**Bulloni Anima**

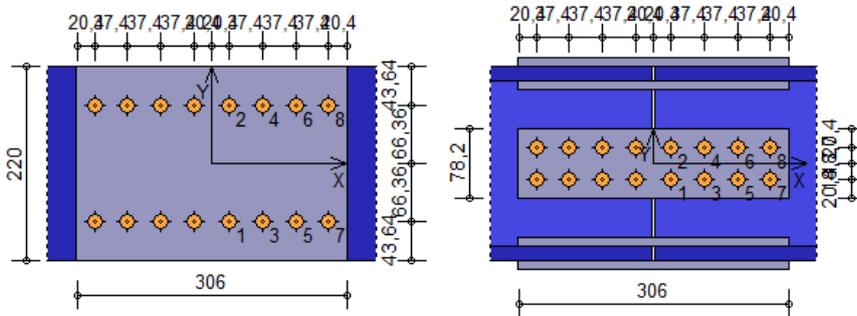
Resistenza a taglio dei bulloni

Bull.	$F_{bc,x,Rd}$ [N]	$F_{ba,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bc,y,Rd}$ [N]	$F_{ba,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
1	104752.6	62016.0	62016.0	72069.1	102946.5	72069.1
2	104752.6	62016.0	62016.0	72069.1	102946.5	72069.1
3	104752.6	74936.0	74936.0	72069.1	85582.1	72069.1
4	104752.6	74936.0	74936.0	72069.1	85582.1	72069.1
5	104752.6	74936.0	74936.0	72069.1	85582.1	72069.1
6	104752.6	74936.0	74936.0	72069.1	85582.1	72069.1
7	86691.8	155040.0	86691.8	86691.8	155040.0	86691.8
8	86691.8	155040.0	86691.8	86691.8	155040.0	86691.8



**Legenda**

- $F_{bc,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_c / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento coprigiunto in direzione x
- $F_{ba,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_a / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento ala/anima elemento in direzione x
- $F_{v,x,Rd} = \min [ F_{vb,Rd} , F_{bc,x,Rd} , F_{ba,x,Rd} ]$  resistenza a taglio di progetto in direzione x
- $F_{bc,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_c / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento coprigiunto in direzione y
- $F_{ba,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_a / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento ala/anima elemento in direzione y
- $F_{v,y,Rd} = \min [ F_{vb,Rd} , F_{bc,y,Rd} , F_{ba,y,Rd} ]$  resistenza a taglio di progetto in direzione y



**Verifiche a taglio sui bulloni**

**Bulloni Ala** (Nodo n. 17308, CMB n. 54)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	FV	VER
1	20.40	-66.36	17810.1	104448.0	0.170516	Ok
2	20.40	66.36	18025.9	104448.0	0.172583	Ok
3	57.80	-66.36	17809.9	120444.1	0.147869	Ok
4	57.80	66.36	18025.7	120444.1	0.149661	Ok
5	95.20	-66.36	17809.9	120444.1	0.147869	Ok
6	95.20	66.36	18025.8	120444.1	0.149661	Ok
7	132.60	-66.36	17810.2	120444.1	0.147871	Ok
8	132.60	66.36	18026.0	120444.1	0.149663	Ok

**Bulloni Anima** (Nodo n. 17308, CMB n. 54)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	FV	VER
1	20.40	-18.70	7240.3	72069.1	0.100463	Ok
2	20.40	18.70	5563.6	72069.1	0.077198	Ok
3	57.80	-18.70	5152.9	74936.0	0.068764	Ok
4	57.80	18.70	2254.9	72069.1	0.031288	Ok
5	95.20	-18.70	5082.9	74936.0	0.067830	Ok
6	95.20	18.70	2089.9	72069.1	0.028998	Ok
7	132.60	-18.70	7090.2	86691.8	0.081787	Ok
8	132.60	18.70	5366.9	86691.8	0.061907	Ok

**Legenda**

- $F_{v,Ed}$  forza di taglio agente sul bullone
- $F_{v,Rd}$  resistenza a taglio di progetto del bullone
- $FV = F_{v,Ed} / F_{v,Rd}$
- VER  $\rightarrow FV \leq 1$

**Controllo influenza fori sul momento resistente**

Resistenza a rottura della piattabanda al netto dei fori	$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{v,net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} =$	1092787.0 N
Resistenza plastica della piattabanda lorda	$N_{pl,Rd} = A_f \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} =$	1190095.0 N
$N_{u,Rd} \geq N_{pl,Rd} \rightarrow$	$1092787.0 < 1190095.0$	

**Verifica dei coprigiunti d'ala**

**Resistenze**

Resistenza plastica della sezione lorda	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} =$	1333786.0 N
Resistenza a rottura della sezione al netto dei fori	$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} =$	1198908.0 N
Resistenza di calcolo a trazione	$N_{t,Rd} = \min [ N_{u,Rd} , N_{pl,Rd} ] =$	1198908.0 N
Resistenza di calcolo a compressione	$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} =$	1333786.0 N
Resistenza di calcolo a taglio	$V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (3^{1/2} \cdot \gamma_{M0}) =$	770061.6 N
Resistenza di calcolo a flessione retta	$M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} =$	80069200.0 N mm

**Verifica per sforzo normale** (Nodo n. 17308, CMB n. 53)

Azione assiale di calcolo	$N_{Ed} =$	-143551.7 N
$N_{Ed} / N_{c,Rd} = 0.107627$	Ok	

**Verifica per taglio** (Nodo n. 17308, CMB n. 45)

Azione tagliante di calcolo	$V_{Ed} =$	80.6 N
$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0.000105$	Ok	

**Verifica per momento** (Nodo n. 17308, CMB n. 52)

Riduzione per effetto dello sforzo normale:	$N_{Ed} = 97467.8$ N
$M_{N,Rd} = M_{c,Rd} \cdot \min [ 1 , (1 - N_{Ed} / N_{pl,Rd}) / 0.75 ] =$	80069200.0 N mm
Riduzione per effetto del taglio:	$V_{Ed} = 64.2$ N



$$V_{Ed} < 0.5 \cdot V_{c,Rd} \rightarrow \rho = 0$$

Momento flettente di calcolo  $M_{Ed} = -78209.0 \text{ N mm}$

$$M_{Ed} / [M_{N,Rd} \cdot (1-\rho)] = 0.000977 \text{ Ok}$$

**Verifica dei coprigiunti d'anima**Resistenze

Resistenza plastica della sezione lorda  $N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 528781.0 \text{ N}$

Resistenza a rottura della sezione al netto dei fori  $N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 324604.8 \text{ N}$

Resistenza di calcolo a trazione  $N_{t,Rd} = \min [ N_{u,Rd} , N_{pl,Rd} ] = 324604.8 \text{ N}$

Resistenza di calcolo a compressione  $N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = 528781.0 \text{ N}$

Resistenza di calcolo a taglio  $V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (3^{3/2} \cdot \gamma_{M0}) = 305291.8 \text{ N}$

Resistenza di calcolo a flessione retta  $M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 10337670.0 \text{ N mm}$

Verifica per sforzo normale (Nodo n. 17308, CMB n. 45)

Azione assiale di calcolo  $N_{Ed} = -26912.4 \text{ N}$

$$N_{Ed} / N_{c,Rd} = 0.050895 \text{ Ok}$$

Verifica per taglio (Nodo n. 17308, CMB n. 46)

Azione tagliante di calcolo  $V_{Ed} = -1113.3 \text{ N}$

$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0.003647 \text{ Ok}$$

Verifica per momento (Nodo n. 17308, CMB n. 54)

Riduzione per effetto dello sforzo normale:  $N_{Ed} = -24214.8 \text{ N}$

$$M_{N,Rd} = M_{c,Rd} \cdot \min [ 1 , (1 - N_{Ed} / N_{pl,Rd}) / 0.75 ] = 10337670.0 \text{ N mm}$$

Riduzione per effetto del taglio:  $V_{Ed} = -808.5 \text{ N}$

$$V_{Ed} < 0.5 \cdot V_{c,Rd} \rightarrow \rho = 0$$

Momento flettente di calcolo  $M_{Ed} = -1653425.0 \text{ N mm}$

$$M_{Ed} / [M_{N,Rd} \cdot (1-\rho)] = 0.159942 \text{ Ok}$$

**Verifica del momento di progetto del giunto** (Nodo n. 17308, CMB n. 54)

Momento resistente del giunto  $M_{j,Rd} = 196564800.0 \text{ N mm}$

Momento di progetto  $M_{j,Ed} = 17800000.0 \text{ N mm}$

$$M_{j,Ed} / M_{j,Rd} = 0.090555 \text{ Ok}$$

**31.3 VERIFICA STRUTTURA SBALZO**

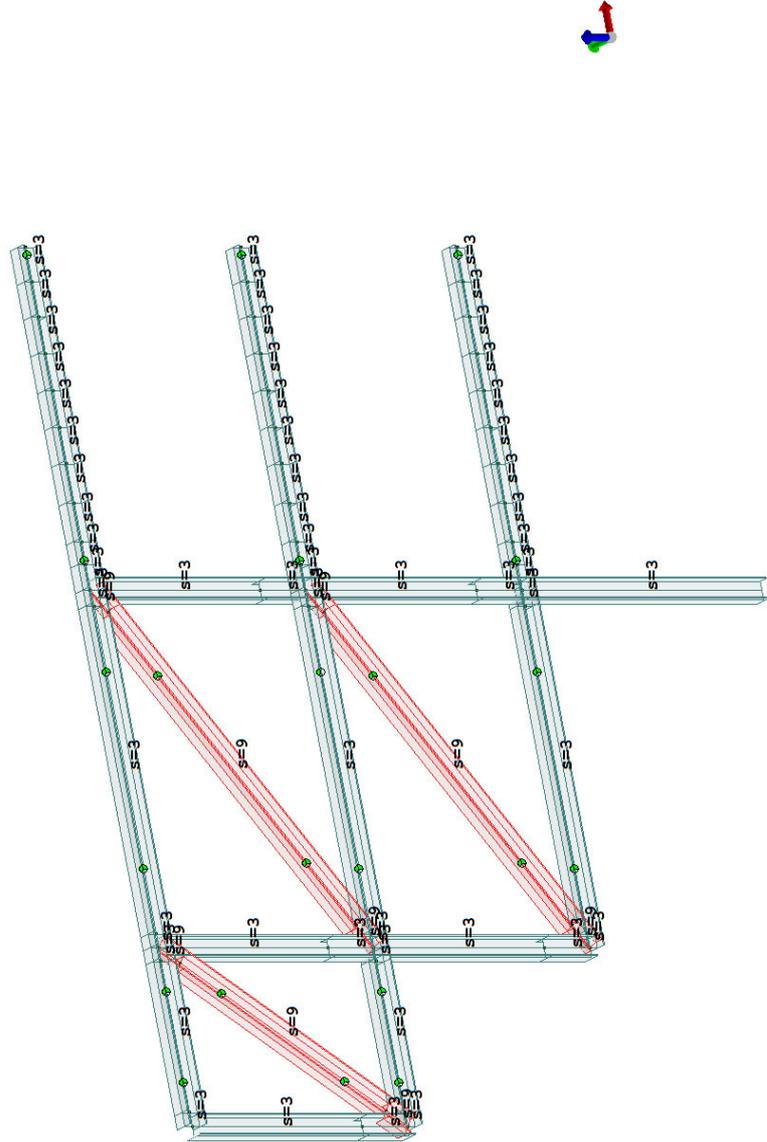
Nella verifica della struttura dello sbalzo si è considerata la soletta di calcestruzzo in semplice appoggio sulle travi in acciaio. Inoltre a favore di sicurezza si è trascurato totalmente il contributo di rigidezza a momento della soletta in C.A.

Si riportano le sezioni utilizzate:

Id	Tipo	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
		cm2	cm2	cm2	cm4	cm4	cm4	cm3	cm3	cm3	cm3
3	HEB 300	149.10	0.0	0.0	185.00	8563.00	2.517e+04	570.90	1677.70	870.10	1868.70
9	HEB 300	149.10	0.0	0.0	185.00	8563.00	2.517e+04	570.90	1677.70	870.10	1868.70



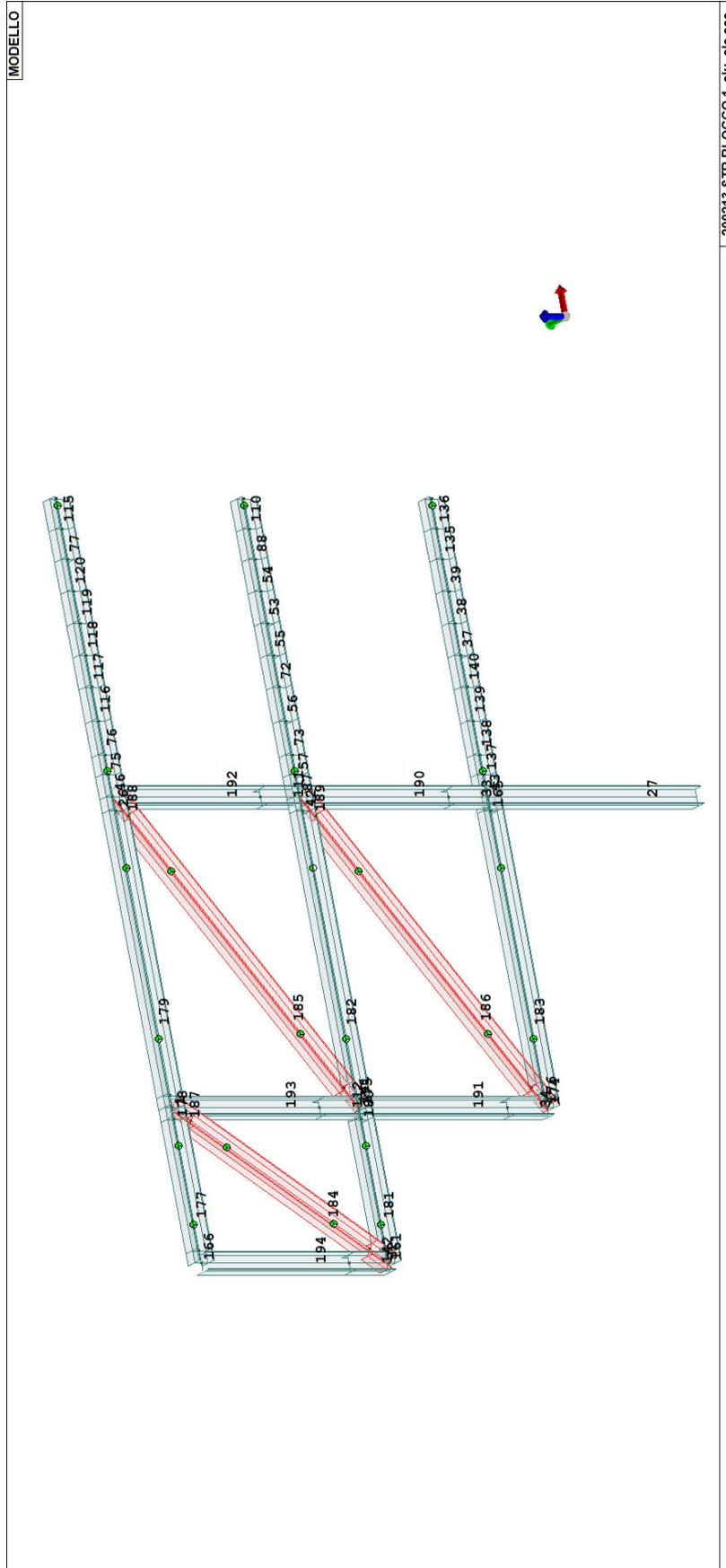
MODELLO



200213 STR BLOCCO 1\_situ\_sle\_acc



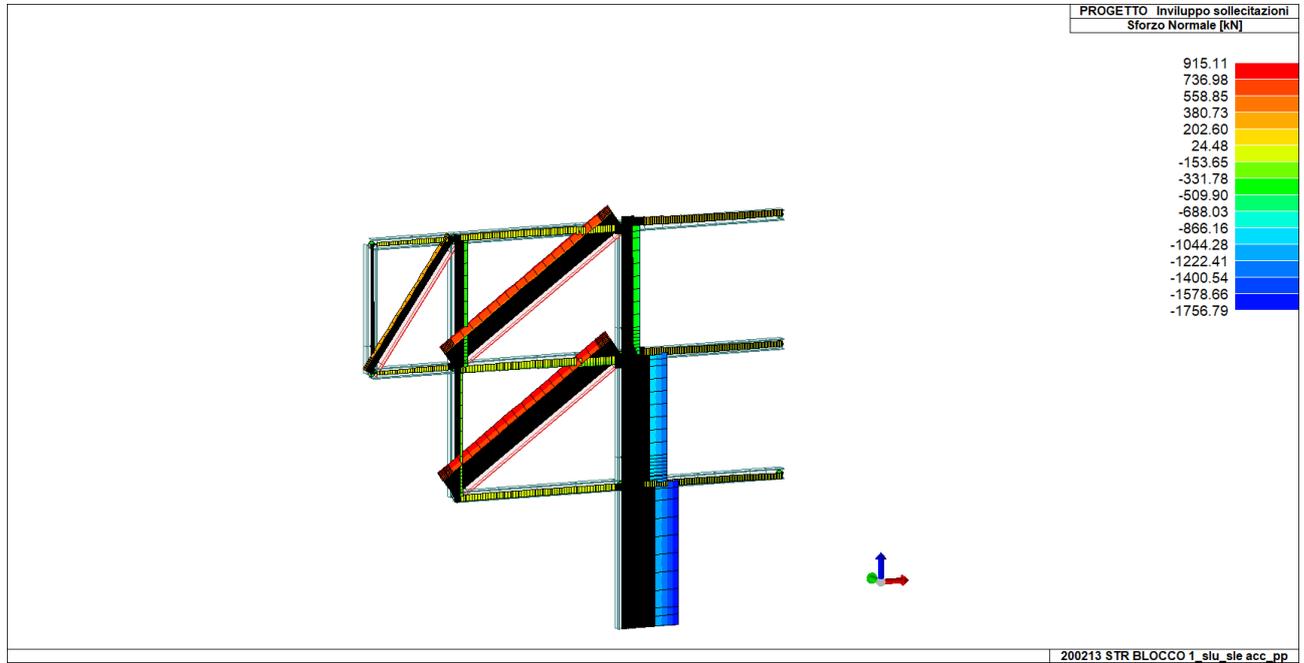
Si riporta la numerazione degli elementi:



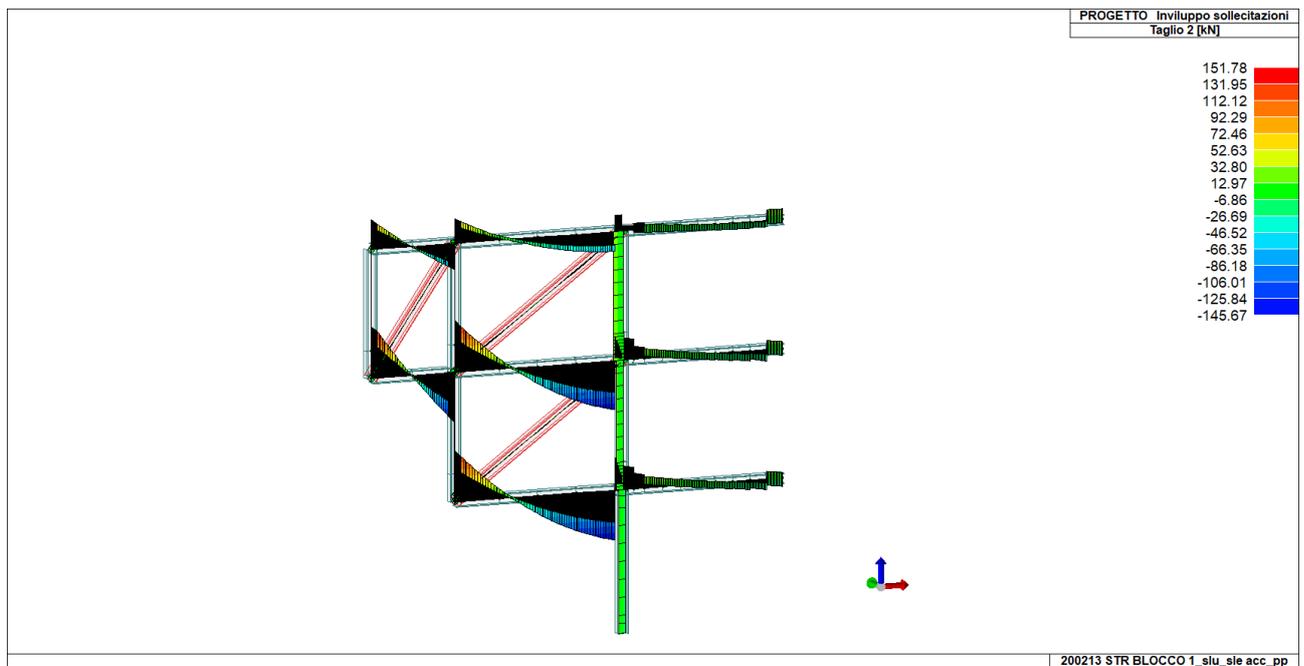


Si riportano gli involuپی delle sollecitazioni:

SFORZO NORMALE

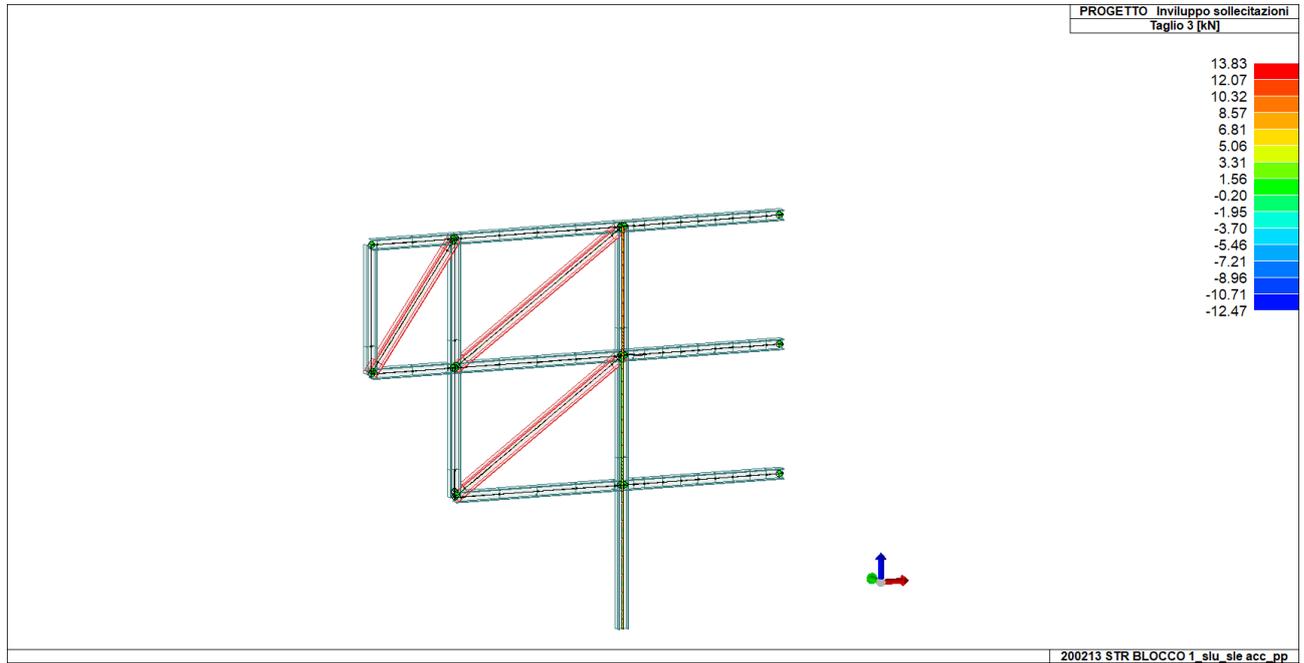


TAGLIO 2

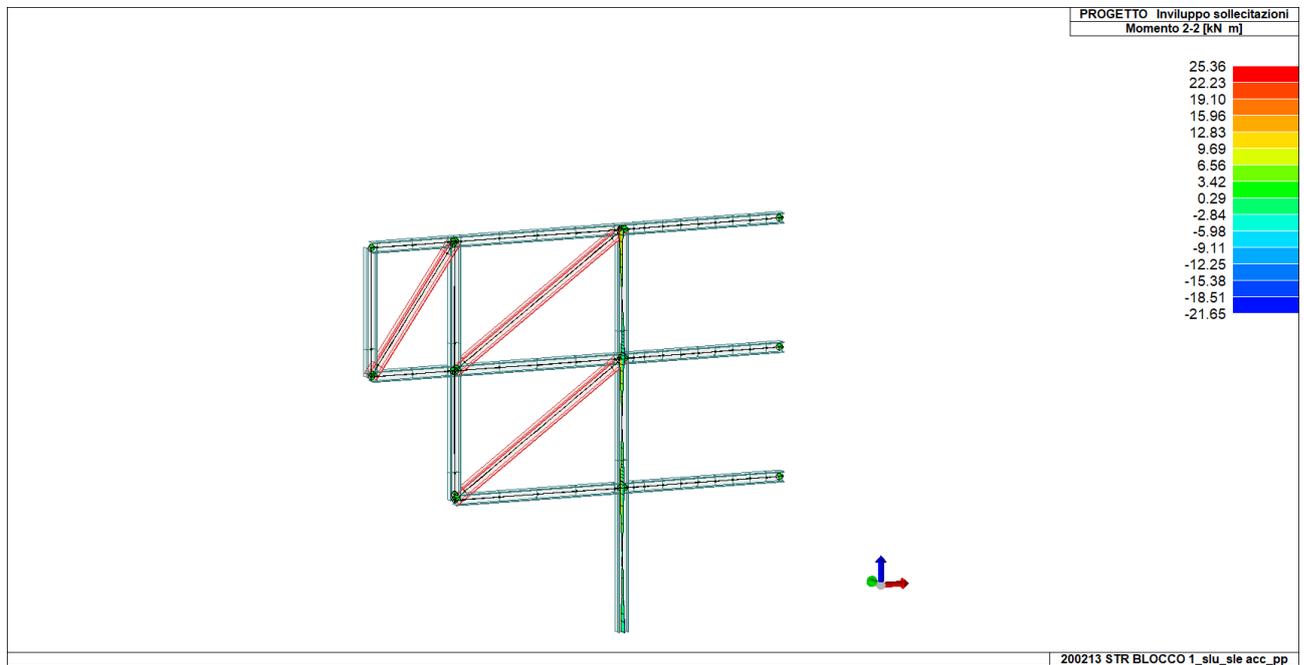




TAGLIO 3

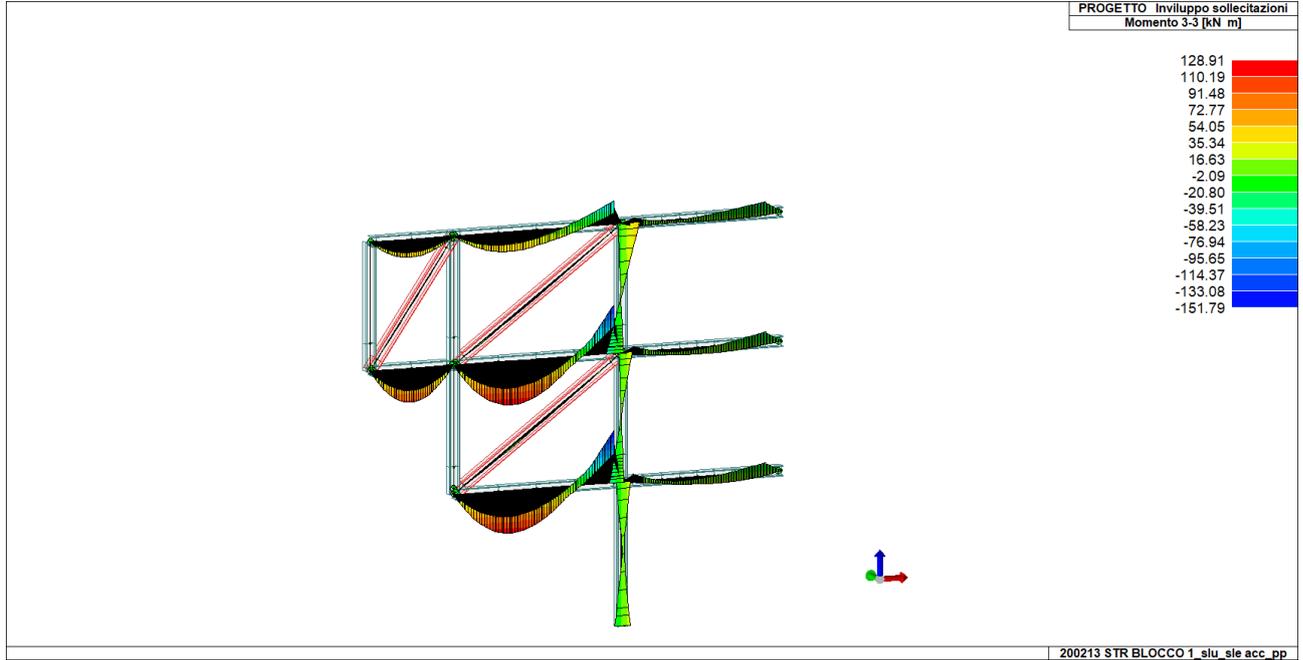


MOMENTO 2-2



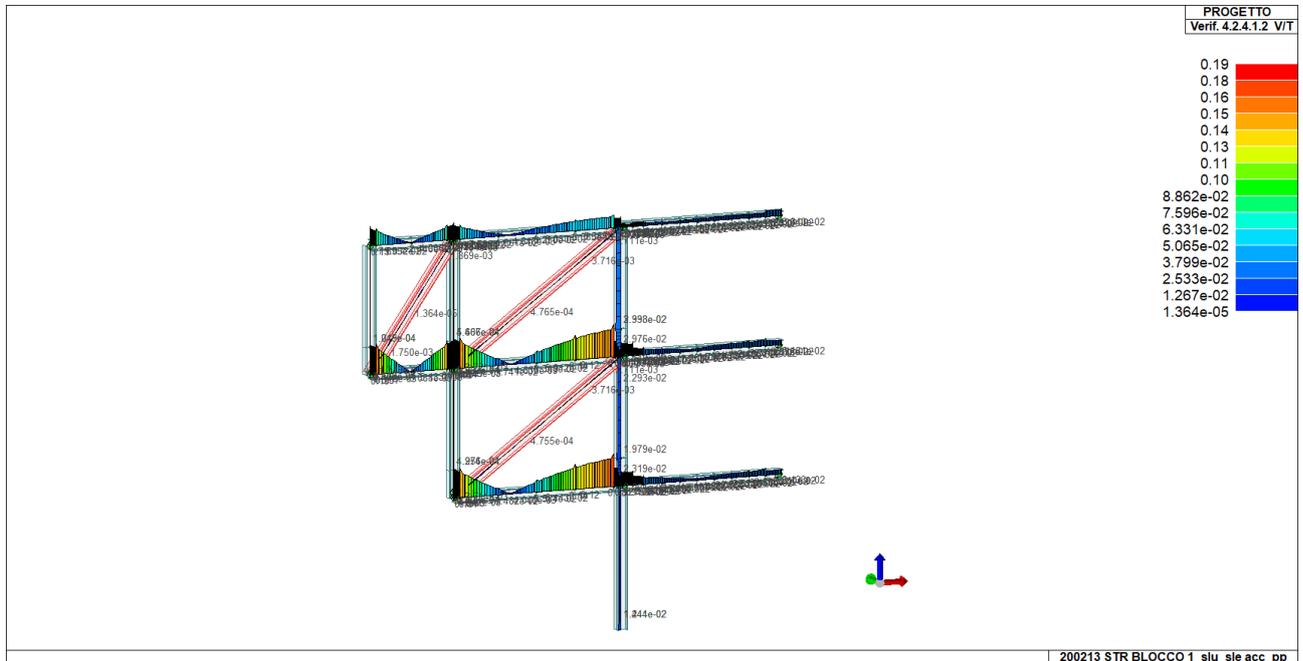


MOMENTO 3-3



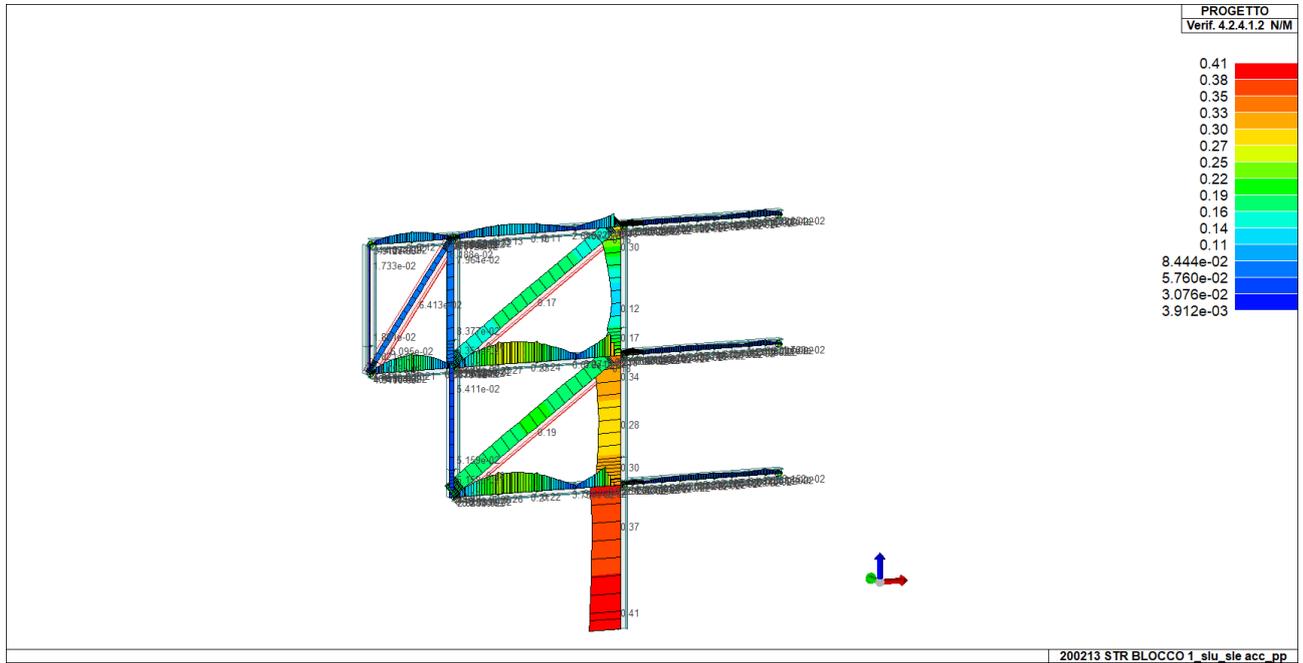
Si riportano le verifiche effettuate:

VERIFICA  $V/T < 1 \rightarrow OK$

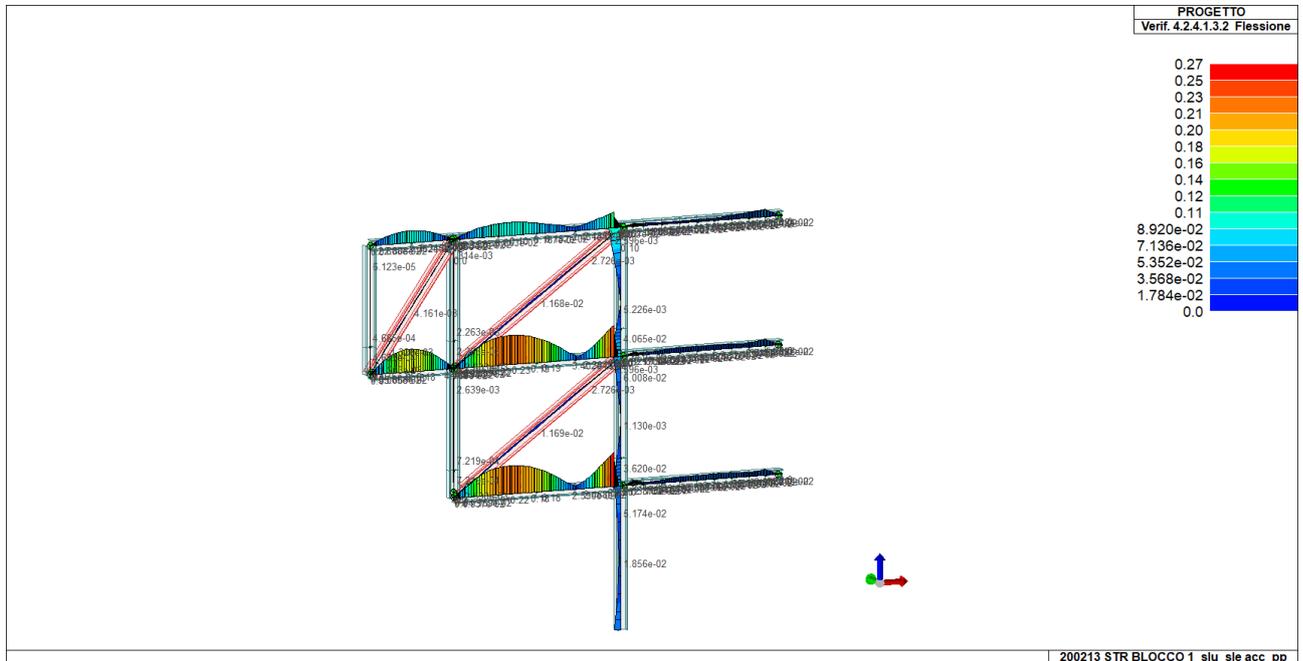




VERIFICA N/M < 1 -> OK

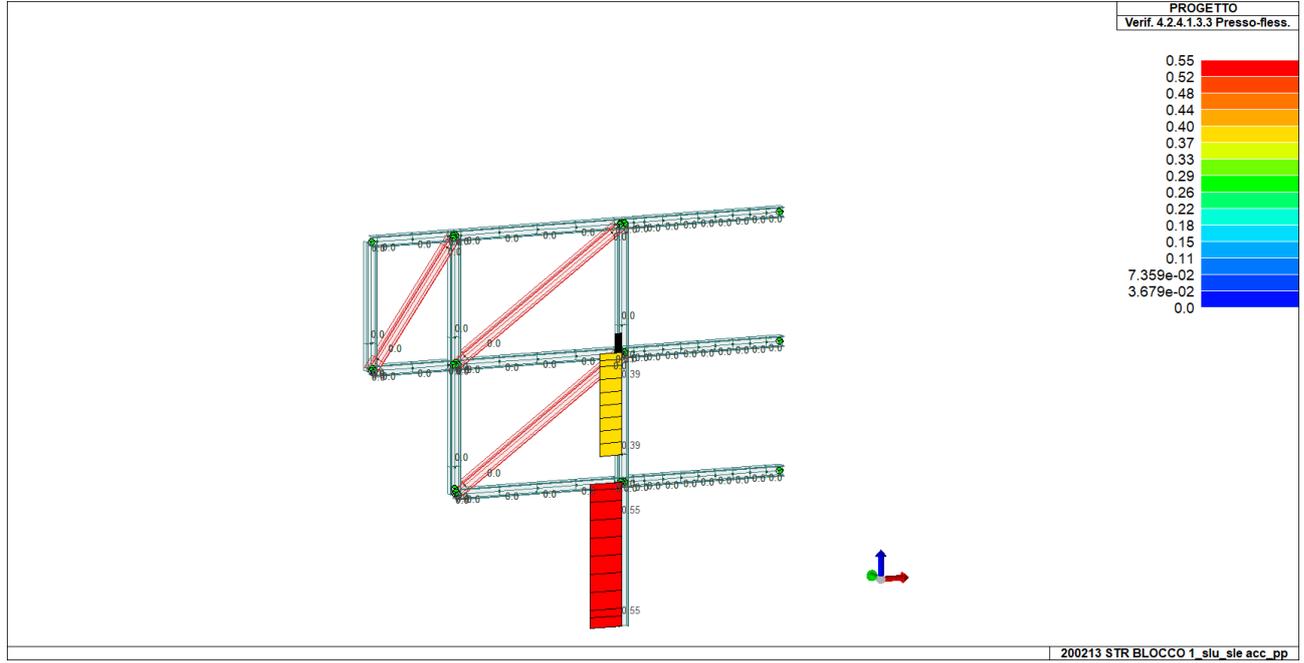


VERIFICA FLESSIONE < 1 -> OK

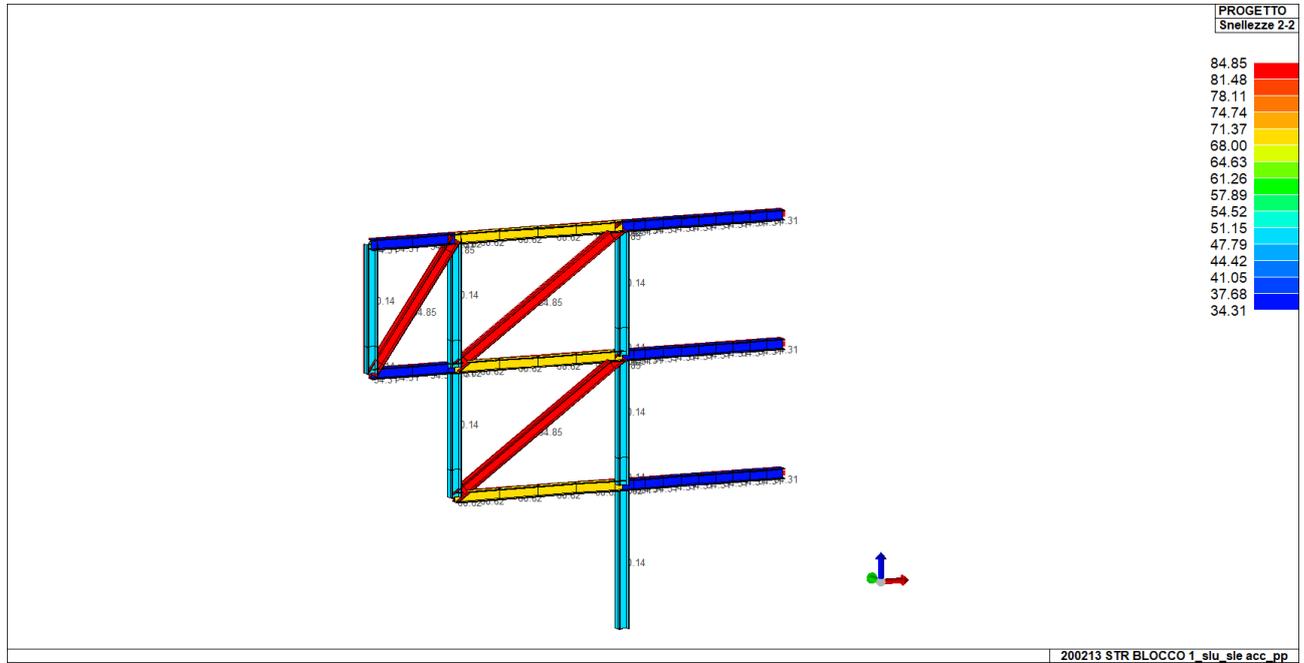




VERIFICA PRESSOFLESSIONE < 1 -> OK

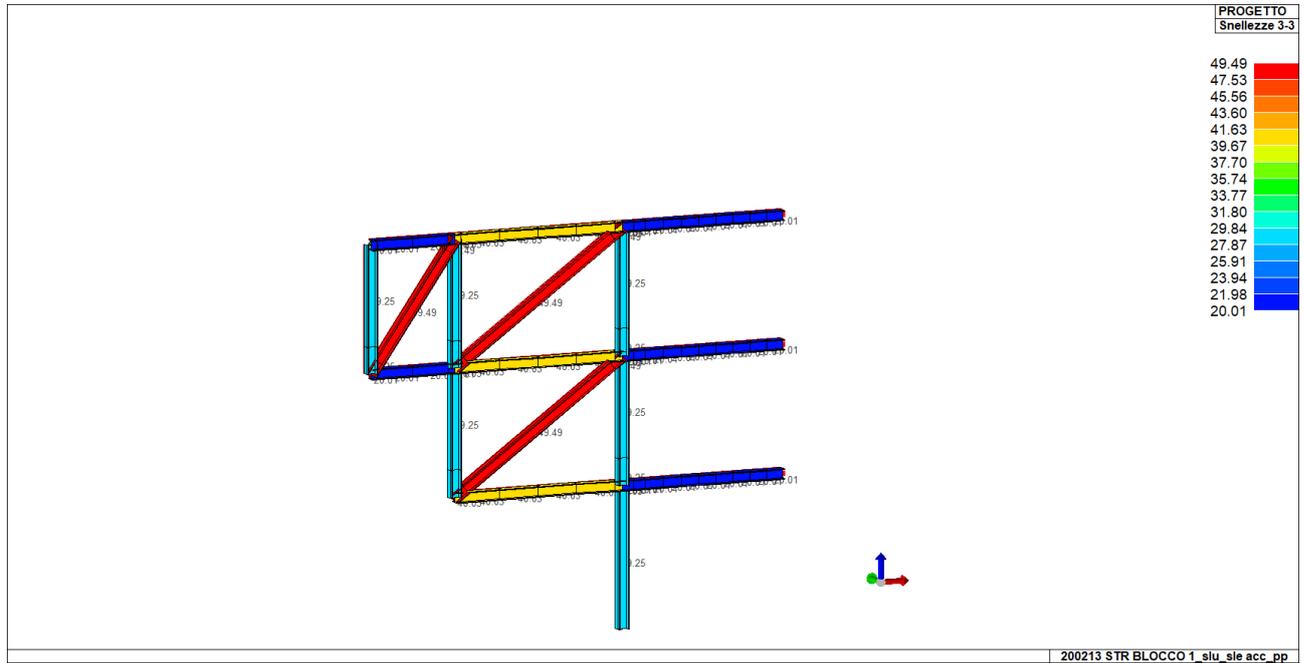


SNELLEZZA ASSE SECONDARIO < 200 -> OK



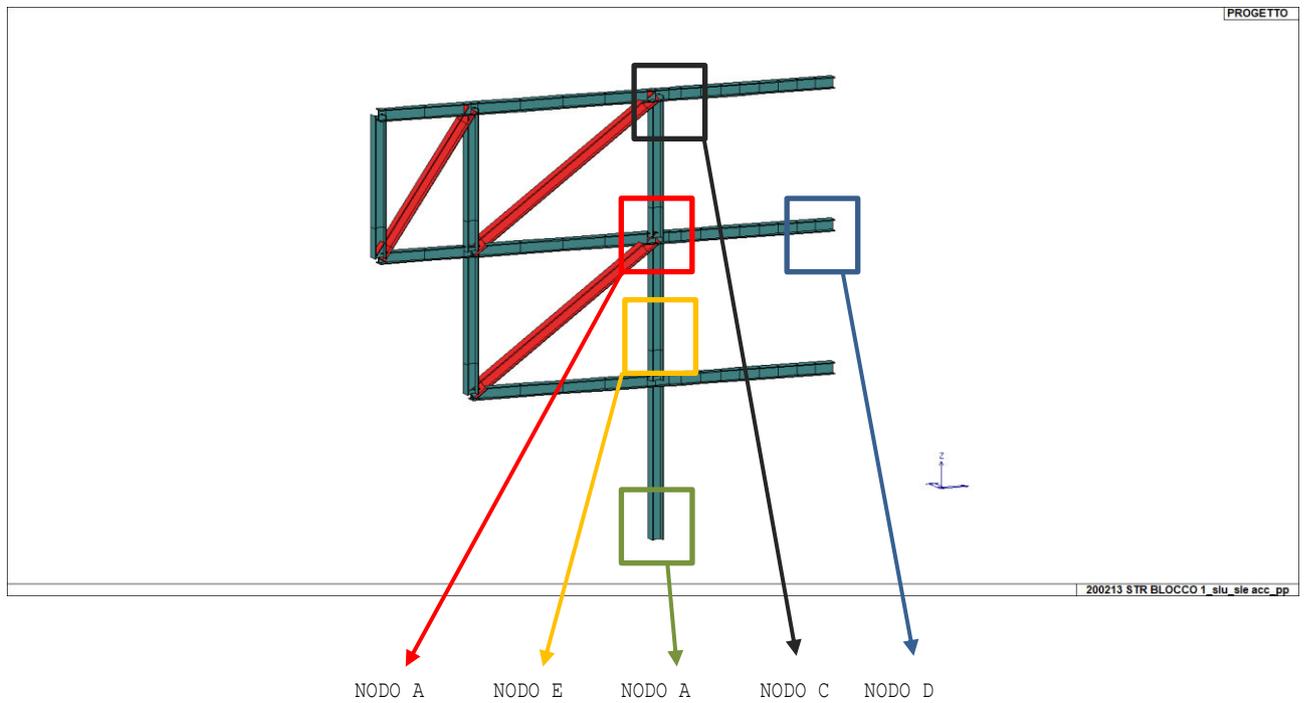


SNELLEZZA ASSE PRINCIPALE < 200 -> OK



I profili in acciaio risultano verificati.

31.4 VERIFICA COLLEGAMENTI STRUTTURA SBALZO

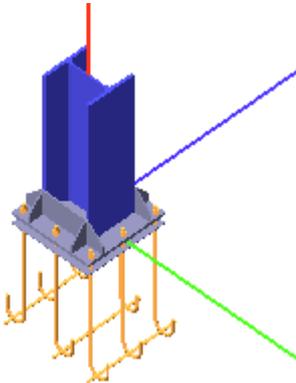


N.B. A favore di sicurezza il collegamento dei controventi è stato realizzato come quello delle travi.



31.4.1

VERIFICA NODO A



**Coefficienti di sicurezza utilizzati**

$\gamma_{M0} = 1.05$

$\gamma_{M1} = 1.10$

$\gamma_{M2} = 1.25$

**Colonna**

Tipo di profilo: HEB 300

Materiale: Acciaio S355  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$   $\gamma_{ov} = 1.25$

Classe sezione: 1

**Flangia:**

Materiale: Acciaio S355  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$   $\gamma_{ov} = 1.25$

Dimensioni (B x H x Sp): 500.0 x 500.0 x 20.0 mm

Spessore nervature verticali: 10.0 mm

Spessore nervature orizzontali: 10.0 mm

**Bullonature:**

Viti cl. 8.8 Dadi 8 o 10 ( $f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$ )

Diametro  $\varnothing = 18 \text{ mm}$   $A_{res} = 190.9 \text{ mm}^2$  (ridotta per filettatura)

Diametro foro  $\varnothing_0 = 19 \text{ mm}$

**Saldature:**

Materiale: Acciaio S355  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$   $\beta_1 = 0.70$   $\beta_2 = 0.85$

Spessore cordoni d'angolo  $s_c = 10 \text{ mm}$

**Sollecitazioni:**

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
446.1	-8352.8	2038.7	-1716000.0	-6267000.0	20780000.0	4977.0
446.30	-5390.3	2850.1	-1734000.0	-8685000.0	11610000.0	4299.0
446.68	-20650.6	-3053.9	-1520000.0	4486000.0	43010000.0	9195.0

**Calcolo resistenze**

Resistenza a trazione dei bulloni  $F_{tb,Rd} = 0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 109930.6 \text{ N}$

Resistenza a punzonamento flangia  $B_{pf,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_f \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 415293.4 \text{ N}$

Bull.	$F_{f,Rd}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]
1	95292.2	95292.2
2	85906.0	85906.0
3	69261.8	69261.8
4	84974.6	84974.6
5	87442.8	87442.8
6	95292.2	95292.2
7	85906.0	85906.0
8	69261.8	69261.8

**Legenda**

$F_{f,Rd} = M_{res,m} / (B_m \cdot R_m)$  resistenza a flessione flangia

$F_{t,Rd} = \min [ F_{tb,Rd}, B_{pf,Rd}, F_{f,Rd} ]$  resistenza a trazione di progetto

Resistenza a taglio dei bulloni  $F_{vb,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 73287.1 \text{ N}$

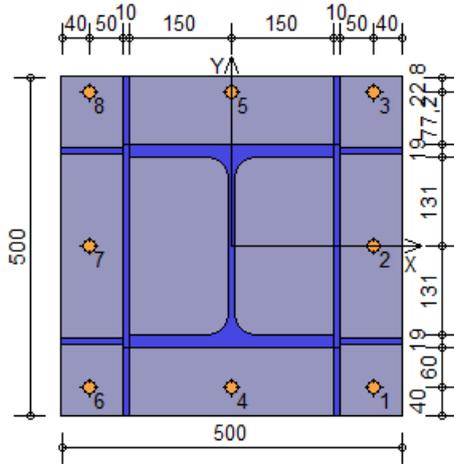
Bull.	$F_{bf,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bf,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
1	257684.2	73287.1	257684.2	73287.1
2	257684.2	73287.1	367200.0	73287.1
3	171102.4	73287.1	146880.0	73287.1



4	367200.0	73287.1	257684.2	73287.1
5	243820.9	73287.1	146880.0	73287.1
6	257684.2	73287.1	257684.2	73287.1
7	257684.2	73287.1	367200.0	73287.1
8	171102.4	73287.1	146880.0	73287.1

**Legenda**

$F_{bf,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \Sigma \cdot t_f / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento flangia in direzione x  
 $F_{v,x,Rd} = \min [ F_{vb,Rd} , F_{bf,x,Rd} ]$  resistenza a taglio di progetto in direzione x  
 $F_{bf,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \Sigma \cdot t_f / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento flangia in direzione y  
 $F_{v,y,Rd} = \min [ F_{vb,Rd} , F_{bf,y,Rd} ]$  resistenza a taglio di progetto in direzione y



**Verifiche sui bulloni**

**1-Taglio e trazione (Nodo n. 446, CMB n. 68)**

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	$FV_1$	VER
1	210.00	-210.00	2612.3	73287.1	0.0	95292.2	0.035645	Ok
2	210.00	0.00	2612.8	73287.1	0.0	85906.0	0.035652	Ok
3	210.00	227.20	2613.4	73287.1	0.0	69261.8	0.035660	Ok
4	0.00	-210.00	2608.9	73287.1	0.0	84974.6	0.035598	Ok
5	0.00	227.20	2609.9	73287.1	0.0	87442.8	0.035613	Ok
6	-210.00	-210.00	2605.4	73287.1	0.0	95292.2	0.035551	Ok
7	-210.00	0.00	2605.9	73287.1	0.0	85906.0	0.035558	Ok
8	-210.00	227.20	2606.5	73287.1	0.0	69261.8	0.035565	Ok

**2-Trazione (Elemento non caricato)**

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	$FV_2$	VER
1	210.00	-210.00	0.0	95292.2	0.000000	Ok
2	210.00	0.00	0.0	85906.0	0.000000	Ok
3	210.00	227.20	0.0	69261.8	0.000000	Ok
4	0.00	-210.00	0.0	84974.6	0.000000	Ok
5	0.00	227.20	0.0	87442.8	0.000000	Ok
6	-210.00	-210.00	0.0	95292.2	0.000000	Ok
7	-210.00	0.00	0.0	85906.0	0.000000	Ok
8	-210.00	227.20	0.0	69261.8	0.000000	Ok

**Legenda**

$F_{v,Ed}$  forza di taglio agente sul bullone  
 $F_{v,Rd}$  resistenza a taglio di progetto del bullone  
 $F_{t,Ed}$  forza di trazione agente sul bullone  
 $F_{t,Rd}$  resistenza a trazione di progetto del bullone  
 $FV_1 = F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / ( 1.4 \cdot F_{t,Rd} )$   
 $FV_2 = F_{t,Ed} / F_{t,Rd}$   
 VER  $\rightarrow FV_i \leq 1$

**Verifiche sulle saldature profilo-flangia (versione beta)**

Si considera la sezione di gola (avente altezza  $a = s_c / 2^{0.5} = 7.071$ ) in posizione ribaltata: vengono considerate positive le tensioni normali di trazione e le tensioni tangenziali agenti verso destra e verso il basso. Tutte le tensioni sono espresse in  $N/mm^2$ .

**Verifica formula (4.2.84) (Nodo n. 446, CMB n. 68)**

Cordoni	$n_{\perp}$	$t_{\perp}$	$\tau_{\parallel}$	$FV_1$	VER <sub>1</sub>
Nerv. verticale lato destro esterno	-73.29	0.00	-1.29	73.30	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona inferiore	-39.96	0.00	-1.29	39.98	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona inferiore	-42.22	0.00	-1.29	42.24	Ok
Nerv. verticale lato sinistro esterno	-75.81	0.00	-1.29	75.82	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro esterno	-40.67	0.00	-0.25	40.68	Ok
Ala inferiore esterno	-42.77	0.00	-0.25	42.77	Ok



Nerv. orizz. inferiore lato sinistro esterno	-43.91	0.00	-0.25	43.91	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro interno	-42.07	0.00	-0.25	42.07	Ok
Ala inferiore interno lato destro	-43.49	0.00	-0.25	43.49	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	-44.90	0.00	-0.25	44.90	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro interno	-45.30	0.00	-0.25	45.30	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona centrale	-62.89	0.00	-1.29	62.91	Ok
Anima lato destro	-62.63	0.00	-1.29	62.65	Ok
Anima lato sinistro	-62.63	0.00	-1.29	62.65	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona centrale	-65.15	0.00	-1.29	65.16	Ok
Nerv. orizz. superiore lato destro interno	-63.61	0.00	-0.25	63.61	Ok
Ala superiore interno lato destro	-64.30	0.00	-0.25	64.30	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	-65.70	0.00	-0.25	65.70	Ok
Nerv. orizz. superiore lato sinistro interno	-66.84	0.00	-0.25	66.84	Ok
Nerv. orizz. superiore lato destro esterno	-65.00	0.00	-0.25	65.00	Ok
Ala superiore esterno	-67.83	0.00	-0.25	67.83	Ok
Nerv. orizz. superiore lato sinistro esterno	-68.23	0.00	-0.25	68.23	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona superiore	-73.42	0.00	-1.29	73.43	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona superiore	-75.68	0.00	-1.29	75.69	Ok

Verifica formula (4.2.85) (Nodo n. 446, CMB n. 68)

Cordoni	$n_{\perp}$	$t_{\perp}$	$\tau_{\parallel}$	$FV_2$	$VER_2$
Nerv. verticale lato destro esterno	-73.29	0.00	-1.29	73.29	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona inferiore	-39.96	0.00	-1.29	39.96	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona inferiore	-42.22	0.00	-1.29	42.22	Ok
Nerv. verticale lato sinistro esterno	-75.81	0.00	-1.29	75.81	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro esterno	-40.67	0.00	-0.25	40.67	Ok
Ala inferiore esterno	-42.77	0.00	-0.25	42.77	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro esterno	-43.91	0.00	-0.25	43.91	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato destro interno	-42.07	0.00	-0.25	42.07	Ok
Ala inferiore interno lato destro	-43.49	0.00	-0.25	43.49	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	-44.90	0.00	-0.25	44.90	Ok
Nerv. orizz. inferiore lato sinistro interno	-45.30	0.00	-0.25	45.30	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona centrale	-62.89	0.00	-1.29	62.89	Ok
Anima lato destro	-62.63	0.00	-1.29	62.63	Ok
Anima lato sinistro	-62.63	0.00	-1.29	62.63	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona centrale	-65.15	0.00	-1.29	65.15	Ok
Nerv. orizz. superiore lato destro interno	-63.61	0.00	-0.25	63.61	Ok
Ala superiore interno lato destro	-64.30	0.00	-0.25	64.30	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	-65.70	0.00	-0.25	65.70	Ok
Nerv. orizz. superiore lato sinistro interno	-66.84	0.00	-0.25	66.84	Ok
Nerv. orizz. superiore lato destro esterno	-65.00	0.00	-0.25	65.00	Ok
Ala superiore esterno	-67.83	0.00	-0.25	67.83	Ok
Nerv. orizz. superiore lato sinistro esterno	-68.23	0.00	-0.25	68.23	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona superiore	-73.42	0.00	-1.29	73.42	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona superiore	-75.68	0.00	-1.29	75.68	Ok

Legenda

$n_{\perp}$  tensione normale perpendicolare all'asse del cordone

$t_{\perp}$  tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone

$\tau_{\parallel}$  tensione tangenziale parallela all'asse del cordone

$$FV_1 = (n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0.5}$$

$$FV_2 = |n_{\perp}| + |t_{\perp}|$$

$$VER_i \rightarrow FV_i \leq \beta_i \cdot f_{yk} \quad (\beta_1 \cdot f_{yk} = 248.50 \text{ N/mm}^2 \quad \beta_2 \cdot f_{yk} = 301.75 \text{ N/mm}^2)$$

**Verifiche a flessione piastra in zona compressa**

Sezione parallela a X a filo della colonna (Nodo n. 446, CMB n. 68)

Pressione media a bordo piastra	$p_{med} = 8,21 \text{ N/mm}^2$	
Carico lineare sbalzo	$q_{lin} = 4103,52 \text{ N/mm}$	
Lunghezza sbalzo	$L_s = 100,0 \text{ mm}$	
Modulo di resistenza minimo	$W_{min} = 161210,0 \text{ mm}^3$	
Momento resistente	$M_{p,Rd} =$	54504350,0 N mm
Momento massimo	$M_{p,Ed} =$	20517620,0 N mm
$M_{p,Ed} / M_{p,Rd} = 0,376440 \text{ Ok}$		

Sezione parallela a Y a filo della nervatura verticale (Nodo n. 446, CMB n. 30)

Pressione media a bordo piastra	$p_{med} = 7,40 \text{ N/mm}^2$	
Carico lineare sbalzo	$q_{lin} = 3699,84 \text{ N/mm}$	
Lunghezza sbalzo	$L_s = 90,0 \text{ mm}$	
Modulo di resistenza minimo	$W_{min} = 161210,0 \text{ mm}^3$	
Momento resistente	$M_{p,Rd} =$	54504350,0 N mm
Momento massimo	$M_{p,Ed} =$	14984340,0 N mm
$M_{p,Ed} / M_{p,Rd} = 0,274920 \text{ Ok}$		

**Ancoraggio**

Tirafondi con uncini e bolzoni



Lunghezza tirafondi	$L_t =$	900 mm (rettilineo 658 mm, arco 170 mm, terminale 72 mm)
Lunghezza di aderenza	$L_a =$	1018 mm (si considera l'uncino equivalente ad un tratto rettilineo lungo $20\varnothing$ )
Diametro bolzoni	$\varnothing_b =$	16 mm

Lunghezza minima tirafondi: 60 diametri (1080 mm)

#### Calcestruzzo

Resistenza cubica caratteristica a compressione	$R_{ck} =$	30.00 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	24.90 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{ce} \cdot f_{ck} / \gamma_C =$	14.11 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	1.79 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo	$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} / \gamma_C =$	2.69 N/mm <sup>2</sup>

#### **Compressione massima calcestruzzo** (Nodo n. 446, CMB n. 68)

$$p_{max} = 8.42 \text{ N/mm}^2 < f_{cd} \text{ Ok}$$

#### **Verifica ancoraggio**

Si considera la massima resistenza a trazione di progetto dei tirafondi

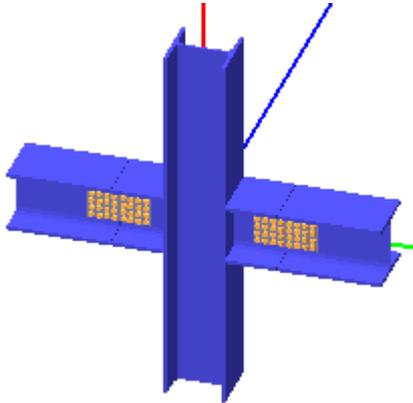
Trazione di progetto dell'ancoraggio	$F_{t,an,Ed} = \max [ F_{t,Rd} ] =$	95292.2 N
Resistenza a trazione per aderenza	$F_{t,ad,Rd} = L_a \cdot \pi \cdot \varnothing \cdot f_{bd} =$	154625.2 N
$F_{t,ad,Rd} > F_{t,an,Ed} \text{ Ok}$		

La verifica del nodo risulta soddisfatta.



31.4.2

VERIFICA NODO B



**Colonna**

Tipo di profilo: HEB 300

Materiale: Acciaio S355  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$   $\gamma_{ov} = 1.25$

Classe sezione: 1

**Coefficienti di sicurezza utilizzati**

$\gamma_{M0} = 1.05$

$\gamma_{M1} = 1.10$

$\gamma_{M2} = 1.25$

**Trave lato 2+**

Tipo di profilo: HEB 300

Materiale: Acciaio S355  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$   $\gamma_{ov} = 1.25$

Classe sezione: 1

**Coprigiunti:**

Materiale: Acciaio S355  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$   $\gamma_{ov} = 1.25$

Coprigiunti anima [mm]: 190.4 x 306.0 x 10 (due piastre)

**Bullonature:**

Viti cl. 8.8 Dadi 8 o 10 ( $f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$ )

Diametro  $\varnothing = 16 \text{ mm}$   $A_{res} = 156.8 \text{ mm}^2$  (ridotta per filettatura)

Diametro foro  $\varnothing_0 = 17 \text{ mm}$

Numero superfici di taglio  $n_{sn} = 2$

**Sollecitazioni nella sezione d'attacco dell'elemento:**

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
5573.1	-78195.6	343.0	-15639.3	0.0	0.0	-10396.0
10223.10	-60144.5	1524.5	-359400.0	0.0	0.0	-65807.0
10497.1	145200.0	1628.1	100200.0	0.0	0.0	1734.0
10497.9	136500.0	1411.3	128100.0	0.0	0.0	1239.0

**Calcolo resistenze**

**Bulloni Anima**

Resistenza a taglio dei bulloni

$$F_{vb,Rd} = n_{sn} \cdot 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} =$$

120444.1 N

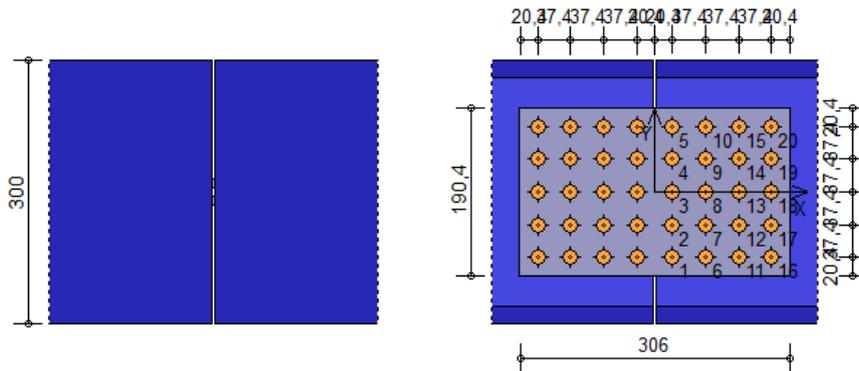
Bull.	$F_{bc,x,Rd}$ [N]	$F_{ba,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bc,y,Rd}$ [N]	$F_{ba,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
1	104752.6	71808.0	71808.0	72069.1	119201.3	72069.1
2	87083.5	39638.0	39638.0	87083.5	57614.0	57614.0
3	87083.5	39638.0	39638.0	87083.5	57614.0	57614.0
4	87083.5	39638.0	39638.0	87083.5	57614.0	57614.0
5	104752.6	71808.0	71808.0	72069.1	119201.3	72069.1
6	104752.6	86768.0	86768.0	72069.1	99095.0	72069.1
7	87083.5	47895.9	47895.9	87083.5	47895.9	47895.9
8	87083.5	47895.9	47895.9	87083.5	47895.9	47895.9
9	87083.5	47895.9	47895.9	87083.5	47895.9	47895.9
10	104752.6	86768.0	86768.0	72069.1	99095.0	72069.1
11	104752.6	86768.0	86768.0	72069.1	99095.0	72069.1
12	87083.5	47895.9	47895.9	87083.5	47895.9	47895.9
13	87083.5	47895.9	47895.9	87083.5	47895.9	47895.9
14	87083.5	47895.9	47895.9	87083.5	47895.9	47895.9
15	104752.6	86768.0	86768.0	72069.1	99095.0	72069.1



16	86691.8	179520.0	86691.8	86691.8	179520.0	86691.8
17	72069.1	99095.1	72069.1	104752.6	86768.0	86768.0
18	72069.1	99095.1	72069.1	104752.6	86768.0	86768.0
19	72069.1	99095.1	72069.1	104752.6	86768.0	86768.0
20	86691.8	179520.0	86691.8	86691.8	179520.0	86691.8

**Legenda**

$F_{bc,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot t_c / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento coprigiunto in direzione x  
 $F_{ba,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot t_a / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento ala/anima elemento in direzione x  
 $F_{v,x,Rd} = \min [ F_{vb,Rd} , F_{bc,x,Rd} , F_{ba,x,Rd} ]$  resistenza a taglio di progetto in direzione x  
 $F_{bc,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot t_c / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento coprigiunto in direzione y  
 $F_{ba,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot t_a / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento ala/anima elemento in direzione y  
 $F_{v,y,Rd} = \min [ F_{vb,Rd} , F_{bc,y,Rd} , F_{ba,y,Rd} ]$  resistenza a taglio di progetto in direzione y



**Verifiche a taglio sui bulloni**

**Bulloni Anima** (Nodo n. 10223, CMB n. 10)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	FV	VER
1	20.40	-74.80	18219.9	71808.0	0.253731	Ok
2	20.40	-37.40	18219.9	39638.0	0.459657	Ok
3	20.40	0.00	18219.9	39638.0	0.459657	Ok
4	20.40	37.40	18219.9	39638.0	0.459657	Ok
5	20.40	74.80	18219.9	71808.0	0.253731	Ok
6	57.80	-74.80	18219.9	86768.0	0.209984	Ok
7	57.80	-37.40	18219.9	47895.9	0.380406	Ok
8	57.80	0.00	18219.9	47895.9	0.380406	Ok
9	57.80	37.40	18219.9	47895.9	0.380406	Ok
10	57.80	74.80	18219.9	86768.0	0.209984	Ok
11	95.20	-74.80	18219.9	86768.0	0.209984	Ok
12	95.20	-37.40	18219.9	47895.9	0.380406	Ok
13	95.20	0.00	18219.9	47895.9	0.380406	Ok
14	95.20	37.40	18219.9	47895.9	0.380406	Ok
15	95.20	74.80	18219.9	86768.0	0.209984	Ok
16	132.60	-74.80	18219.9	86691.8	0.210169	Ok
17	132.60	-37.40	18219.9	72069.1	0.252811	Ok
18	132.60	0.00	18219.9	72069.1	0.252811	Ok
19	132.60	37.40	18219.9	72069.1	0.252811	Ok
20	132.60	74.80	18219.9	86691.8	0.210169	Ok

**Legenda**

$F_{v,Ed}$  forza di taglio agente sul bullone  
 $F_{v,Rd}$  resistenza a taglio di progetto del bullone  
 $FV = F_{v,Ed} / F_{v,Rd}$   
 VER →  $FV \leq 1$

**Verifica a trazione sezione forata** (Nodo n. 10497, CMB n. 9)

Resistenza plastica della sezione lorda	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} =$	5041001.0 N
Resistenza a rottura della sezione al netto dei fori	$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} =$	4657198.0 N
Resistenza di calcolo a trazione	$N_{t,Rd} = \min [ N_{u,Rd} , N_{pl,Rd} ] =$	4657198.0 N
Azione assiale di calcolo	$N_{Ed} =$	128100.0 N
$N_{Ed} / N_{t,Rd} = 0.027506 \quad Ok$		

**Verifica dei coprigiunti d'anima**

Resistenze		
Resistenza plastica della sezione lorda	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} =$	1287467.0 N
Resistenza a rottura della sezione al netto dei fori	$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} =$	774057.6 N



Resistenza di calcolo a trazione	$N_{t,Rd} = \min [ N_{u,Rd} , N_{pl,Rd} ] =$	774057.6 N
Resistenza di calcolo a compressione	$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} =$	1287467.0 N
Resistenza di calcolo a taglio	$V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (3^{1/2} \cdot \gamma_{M0}) =$	743319.3 N
<u>Verifica per sforzo normale</u> (Nodo n. 10223, CMB n. 10)		
Azione assiale di calcolo	$N_{Ed} =$	-359400.0 N
	$N_{Ed} / N_{c,Rd} = 0.279153$ Ok	
<u>Verifica per taglio</u> (Nodo n. 10497, CMB n. 1)		
Azione tagliante di calcolo	$V_{Ed} =$	145200.0 N
	$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0.195340$ Ok	

**Trave lato 2-**

Tipo di profilo: HEB 300

Materiale: Acciaio S355  $f_y = 355$  N/mm<sup>2</sup>  $f_t = 510$  N/mm<sup>2</sup>  $\gamma_{ov} = 1.25$   
 Classe sezione: 1

Coprigiunti:

Materiale: Acciaio S355  $f_y = 355$  N/mm<sup>2</sup>  $f_t = 510$  N/mm<sup>2</sup>  $\gamma_{ov} = 1.25$   
 Coprigiunti anima [mm]: 190.4 x 306.0 x 10 (due piastre)

Bullonature:

Viti cl. 8.8 Dadi 8 o 10 ( $f_{yb} = 640$  N/mm<sup>2</sup>,  $f_{tb} = 800$  N/mm<sup>2</sup>)  
 Diametro  $\varnothing = 16$  mm  $A_{res} = 156.8$  mm<sup>2</sup> (ridotta per filettatura)  
 Diametro foro  $\varnothing_0 = 17$  mm  
 Numero superfici di taglio  $n_{sn} = 2$

Sollecitazioni nella sezione d'attacco dell'elemento:

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
5573.1	69298.6	2199.6	-11884.2	0.0	0.0	33787.0
10223.41	64005.7	-12112.8	271800.0	0.0	0.0	64018.0
10497.1	151800.0	-1934.3	-65135.9	0.0	0.0	12397.0

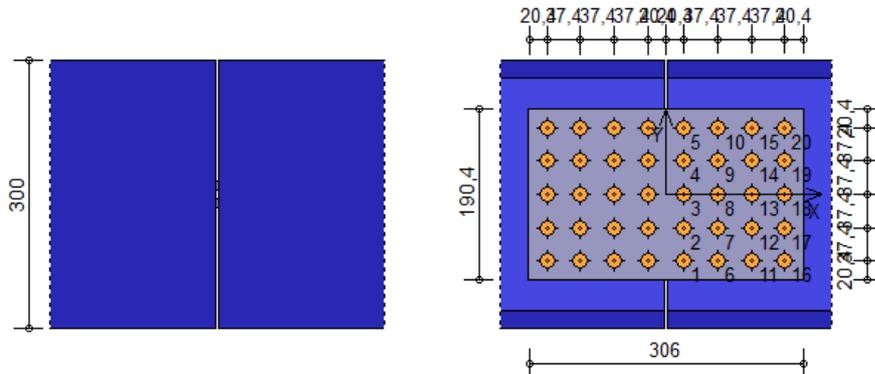
**Calcolo resistenze**

Bulloni Anima

Bull.	$F_{bc,x,Rd}$ [N]	$F_{ba,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bc,y,Rd}$ [N]	$F_{ba,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
1	104752.6	71808.0	71808.0	72069.1	119201.3	72069.1
2	87083.5	39638.0	39638.0	87083.5	57614.0	57614.0
3	87083.5	39638.0	39638.0	87083.5	57614.0	57614.0
4	87083.5	39638.0	39638.0	87083.5	57614.0	57614.0
5	104752.6	71808.0	71808.0	72069.1	119201.3	72069.1
6	104752.6	86768.0	86768.0	72069.1	99095.0	72069.1
7	87083.5	47895.9	47895.9	87083.5	47895.9	47895.9
8	87083.5	47895.9	47895.9	87083.5	47895.9	47895.9
9	87083.5	47895.9	47895.9	87083.5	47895.9	47895.9
10	104752.6	86768.0	86768.0	72069.1	99095.0	72069.1
11	104752.6	86768.0	86768.0	72069.1	99095.0	72069.1
12	87083.5	47895.9	47895.9	87083.5	47895.9	47895.9
13	87083.5	47895.9	47895.9	87083.5	47895.9	47895.9
14	87083.5	47895.9	47895.9	87083.5	47895.9	47895.9
15	104752.6	86768.0	86768.0	72069.1	99095.0	72069.1
16	86691.8	179520.0	86691.8	86691.8	179520.0	86691.8
17	72069.1	99095.1	72069.1	104752.6	86768.0	86768.0
18	72069.1	99095.1	72069.1	104752.6	86768.0	86768.0
19	72069.1	99095.1	72069.1	104752.6	86768.0	86768.0
20	86691.8	179520.0	86691.8	86691.8	179520.0	86691.8

Legenda

- $F_{bc,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_c / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento coprigiunto in direzione x
- $F_{ba,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_a / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento ala/anima elemento in direzione x
- $F_{v,x,Rd} = \min [ F_{vb,Rd} , F_{bc,x,Rd} , F_{ba,x,Rd} ]$  resistenza a taglio di progetto in direzione x
- $F_{bc,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_c / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento coprigiunto in direzione y
- $F_{ba,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_a / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento ala/anima elemento in direzione y
- $F_{v,y,Rd} = \min [ F_{vb,Rd} , F_{bc,y,Rd} , F_{ba,y,Rd} ]$  resistenza a taglio di progetto in direzione y



**Verifiche a taglio sui bulloni**

Bulloni Anima (Nodo n. 10223, CMB n. 41)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	F <sub>v,Ed</sub> [N]	F <sub>v,Rd</sub> [N]	FV	VER
1	20.40	-74.80	13961.7	71808.0	0.194431	Ok
2	20.40	-37.40	13961.7	39638.0	0.352231	Ok
3	20.40	0.00	13961.7	39638.0	0.352231	Ok
4	20.40	37.40	13961.7	39638.0	0.352231	Ok
5	20.40	74.80	13961.7	71808.0	0.194431	Ok
6	57.80	-74.80	13961.7	86768.0	0.160909	Ok
7	57.80	-37.40	13961.7	47895.9	0.291501	Ok
8	57.80	0.00	13961.7	47895.9	0.291501	Ok
9	57.80	37.40	13961.7	47895.9	0.291501	Ok
10	57.80	74.80	13961.7	86768.0	0.160909	Ok
11	95.20	-74.80	13961.7	86768.0	0.160909	Ok
12	95.20	-37.40	13961.7	47895.9	0.291501	Ok
13	95.20	0.00	13961.7	47895.9	0.291501	Ok
14	95.20	37.40	13961.7	47895.9	0.291501	Ok
15	95.20	74.80	13961.7	86768.0	0.160909	Ok
16	132.60	-74.80	13961.7	86691.8	0.161050	Ok
17	132.60	-37.40	13961.7	72069.1	0.193727	Ok
18	132.60	0.00	13961.7	72069.1	0.193727	Ok
19	132.60	37.40	13961.7	72069.1	0.193727	Ok
20	132.60	74.80	13961.7	86691.8	0.161050	Ok

Legenda

F<sub>v,Ed</sub> forza di taglio agente sul bullone

F<sub>v,Rd</sub> resistenza a taglio di progetto del bullone

FV = F<sub>v,Ed</sub> / F<sub>v,Rd</sub>

VER → FV ≤ 1

**Verifica a trazione sezione forata** (Nodo n. 10223, CMB n. 41)

Resistenza plastica della sezione lorda

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 5041001.0 \text{ N}$$

Resistenza a rottura della sezione al netto dei fori

$$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 4657198.0 \text{ N}$$

Resistenza di calcolo a trazione

$$N_{t,Rd} = \min [ N_{u,Rd} , N_{pl,Rd} ] = 4657198.0 \text{ N}$$

Azione assiale di calcolo

$$N_{Ed} = 271800.0 \text{ N}$$

$$N_{Ed} / N_{t,Rd} = 0.058361 \text{ Ok}$$

**Verifica dei coprigiunti d'anima**

Resistenze

Resistenza plastica della sezione lorda

$$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} = 1287467.0 \text{ N}$$

Resistenza a rottura della sezione al netto dei fori

$$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 774057.6 \text{ N}$$

Resistenza di calcolo a trazione

$$N_{t,Rd} = \min [ N_{u,Rd} , N_{pl,Rd} ] = 774057.6 \text{ N}$$

Resistenza di calcolo a compressione

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = 1287467.0 \text{ N}$$

Resistenza di calcolo a taglio

$$V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (3^{3/2} \cdot \gamma_{M0}) = 743319.3 \text{ N}$$

Verifica per sforzo normale (Nodo n. 10223, CMB n. 41)

Azione assiale di calcolo

$$N_{Ed} = 271800.0 \text{ N}$$

$$N_{Ed} / N_{t,Rd} = 0.351137 \text{ Ok}$$

Verifica per taglio (Nodo n. 10497, CMB n. 1)

Azione tagliante di calcolo

$$V_{Ed} = 151800.0 \text{ N}$$

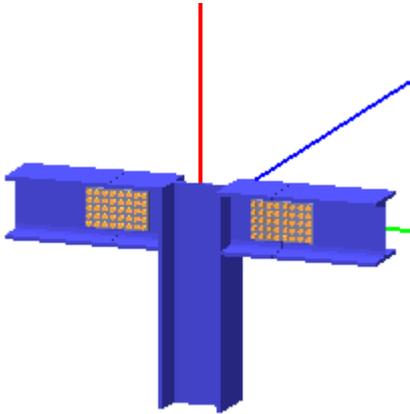
$$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0.204219 \text{ Ok}$$

La verifica del nodo risulta soddisfatta.



31.4.3

VERIFICA NODO C



**Colonna**

Tipo di profilo: HEB 300

Materiale: Acciaio S355  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$   $\gamma_{ov} = 1.25$

Classe sezione: 1

**Coefficienti di sicurezza utilizzati**

$\gamma_{M0} = 1.05$

$\gamma_{M1} = 1.10$

$\gamma_{M2} = 1.25$

**Trave lato 2+**

Tipo di profilo: HEB 300

Materiale: Acciaio S355  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$   $\gamma_{ov} = 1.25$

Classe sezione: 1

**Coprigiunti:**

Materiale: Acciaio S355  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$   $\gamma_{ov} = 1.25$

Coprigiunti anima [mm]: 190.4 x 306.0 x 10 (due piastre)

**Bullonature:**

Viti cl. 8.8 Dadi 8 o 10 ( $f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$ )

Diametro  $\varnothing = 16 \text{ mm}$   $A_{res} = 156.8 \text{ mm}^2$  (ridotta per filettatura)

Diametro foro  $\varnothing_0 = 17 \text{ mm}$

Numero superfici di taglio  $n_{sn} = 2$

**Sollecitazioni nella sezione d'attacco dell'elemento:**

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
14357.1	-36108.2	-989.6	-45690.4	0.0	0.0	-107931.0
14357.10	-37677.8	-1629.5	-203400.0	0.0	0.0	-98137.0
14522.1	76111.3	-589.6	17214.6	0.0	0.0	1733.0
14522.43	58547.2	-628.3	53510.1	0.0	0.0	1427.0

**Calcolo resistenze**

**Bulloni Anima**

Resistenza a taglio dei bulloni

$$F_{vb,Rd} = n_{sn} \cdot 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} =$$

120444.1 N

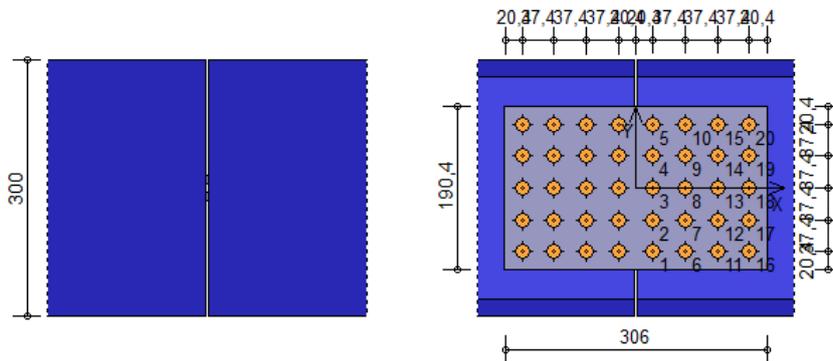
Bull.	$F_{bc,x,Rd}$ [N]	$F_{ba,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bc,y,Rd}$ [N]	$F_{ba,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
1	104752.6	71808.0	71808.0	72069.1	119201.3	72069.1
2	87083.5	39638.0	39638.0	87083.5	57614.0	57614.0
3	87083.5	39638.0	39638.0	87083.5	57614.0	57614.0
4	87083.5	39638.0	39638.0	87083.5	57614.0	57614.0
5	104752.6	71808.0	71808.0	72069.1	119201.3	72069.1
6	104752.6	86768.0	86768.0	72069.1	99095.0	72069.1
7	87083.5	47895.9	47895.9	87083.5	47895.9	47895.9
8	87083.5	47895.9	47895.9	87083.5	47895.9	47895.9
9	87083.5	47895.9	47895.9	87083.5	47895.9	47895.9
10	104752.6	86768.0	86768.0	72069.1	99095.0	72069.1
11	104752.6	86768.0	86768.0	72069.1	99095.0	72069.1
12	87083.5	47895.9	47895.9	87083.5	47895.9	47895.9
13	87083.5	47895.9	47895.9	87083.5	47895.9	47895.9
14	87083.5	47895.9	47895.9	87083.5	47895.9	47895.9
15	104752.6	86768.0	86768.0	72069.1	99095.0	72069.1



16	86691.8	179520.0	86691.8	86691.8	179520.0	86691.8
17	72069.1	99095.1	72069.1	104752.6	86768.0	86768.0
18	72069.1	99095.1	72069.1	104752.6	86768.0	86768.0
19	72069.1	99095.1	72069.1	104752.6	86768.0	86768.0
20	86691.8	179520.0	86691.8	86691.8	179520.0	86691.8

**Legenda**

- $F_{bc,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot t_c / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento coprigiunto in direzione x
- $F_{ba,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot t_a / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento ala/anima elemento in direzione x
- $F_{v,x,Rd} = \min [ F_{vb,Rd} , F_{bc,x,Rd} , F_{ba,x,Rd} ]$  resistenza a taglio di progetto in direzione x
- $F_{bc,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot t_c / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento coprigiunto in direzione y
- $F_{ba,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot t_a / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento ala/anima elemento in direzione y
- $F_{v,y,Rd} = \min [ F_{vb,Rd} , F_{bc,y,Rd} , F_{ba,y,Rd} ]$  resistenza a taglio di progetto in direzione y



**Verifiche a taglio sui bulloni**

**Bulloni Anima** (Nodo n. 14357, CMB n. 10)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	FV	VER
1	20.40	-74.80	10343.0	71808.0	0.144037	Ok
2	20.40	-37.40	10343.0	39638.0	0.260937	Ok
3	20.40	0.00	10343.0	39638.0	0.260937	Ok
4	20.40	37.40	10343.0	39638.0	0.260937	Ok
5	20.40	74.80	10343.0	71808.0	0.144037	Ok
6	57.80	-74.80	10343.0	86768.0	0.119203	Ok
7	57.80	-37.40	10343.0	47895.9	0.215948	Ok
8	57.80	0.00	10343.0	47895.9	0.215948	Ok
9	57.80	37.40	10343.0	47895.9	0.215948	Ok
10	57.80	74.80	10343.0	86768.0	0.119203	Ok
11	95.20	-74.80	10343.0	86768.0	0.119203	Ok
12	95.20	-37.40	10343.0	47895.9	0.215948	Ok
13	95.20	0.00	10343.0	47895.9	0.215948	Ok
14	95.20	37.40	10343.0	47895.9	0.215948	Ok
15	95.20	74.80	10343.0	86768.0	0.119203	Ok
16	132.60	-74.80	10343.0	86691.8	0.119308	Ok
17	132.60	-37.40	10343.0	72069.1	0.143515	Ok
18	132.60	0.00	10343.0	72069.1	0.143515	Ok
19	132.60	37.40	10343.0	72069.1	0.143515	Ok
20	132.60	74.80	10343.0	86691.8	0.119308	Ok

**Legenda**

- $F_{v,Ed}$  forza di taglio agente sul bullone
- $F_{v,Rd}$  resistenza a taglio di progetto del bullone
- $FV = F_{v,Ed} / F_{v,Rd}$
- VER  $\rightarrow FV \leq 1$

**Verifica a trazione sezione forata** (Nodo n. 14522, CMB n. 43)

Resistenza plastica della sezione lorda	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} =$	5041001.0 N
Resistenza a rottura della sezione al netto dei fori	$N_{u,Rd} = 0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} =$	4657198.0 N
Resistenza di calcolo a trazione	$N_{t,Rd} = \min [ N_{u,Rd} , N_{pl,Rd} ] =$	4657198.0 N
Azione assiale di calcolo	$N_{Ed} =$	53510.1 N
$N_{Ed} / N_{t,Rd} = 0.011490$ Ok		

**Verifica dei coprigiunti d'anima**

Resistenze		
Resistenza plastica della sezione lorda	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} =$	1287467.0 N
Resistenza a rottura della sezione al netto dei fori	$N_{u,Rd} = 0,9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} =$	774057.6 N



Resistenza di calcolo a trazione	$N_{t,Rd} = \min [ N_{u,Rd} , N_{pl,Rd} ] =$	774057.6 N
Resistenza di calcolo a compressione	$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} =$	1287467.0 N
Resistenza di calcolo a taglio	$V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (3^{1/2} \cdot \gamma_{M0}) =$	743319.3 N
<b>Verifica per sforzo normale</b> (Nodo n. 14357, CMB n. 10)		
Azione assiale di calcolo	$N_{Ed} =$	-203400.0 N
	$N_{Ed} / N_{c,Rd} = 0.157985$ Ok	
<b>Verifica per taglio</b> (Nodo n. 14522, CMB n. 1)		
Azione tagliante di calcolo	$V_{Ed} =$	76111.3 N
	$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0.102394$ Ok	

**Trave lato 2-**

Tipo di profilo: HEB 300

Materiale: Acciaio S355  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$   $\gamma_{ov} = 1.25$   
 Classe sezione: 1

**Coprigiunti:**

Materiale: Acciaio S355  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$   $\gamma_{ov} = 1.25$   
 Coprigiunti anima [mm]: 190.4 x 306.0 x 10 (due piastre)

**Bullonature:**

Viti cl. 8.8 Dadi 8 o 10 ( $f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$ )  
 Diametro  $\varnothing = 16 \text{ mm}$   $A_{res} = 156.8 \text{ mm}^2$  (ridotta per filettatura)  
 Diametro foro  $\varnothing_0 = 17 \text{ mm}$   
 Numero superfici di taglio  $n_{sn} = 2$

**Sollecitazioni nella sezione d'attacco dell'elemento:**

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
14357.1	11972.7	-6873.1	245400.0	0.0	0.0	13107.0
14357.25	11951.2	-6715.4	278100.0	0.0	0.0	13426.0
14522.9	71664.6	-1549.0	92623.6	0.0	0.0	25272.0

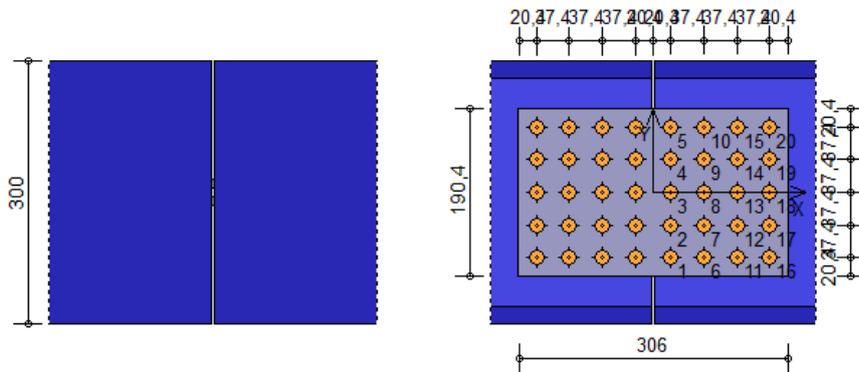
**Calcolo resistenze**

**Bulloni Anima**

Resistenza a taglio dei bulloni	$F_{vb,Rd} = n_{sn} \cdot 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} =$			120444.1 N		
Bull.	$F_{bc,x,Rd}$ [N]	$F_{ba,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bc,y,Rd}$ [N]	$F_{ba,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
1	104752.6	71808.0	71808.0	72069.1	119201.3	72069.1
2	87083.5	39638.0	39638.0	87083.5	57614.0	57614.0
3	87083.5	39638.0	39638.0	87083.5	57614.0	57614.0
4	87083.5	39638.0	39638.0	87083.5	57614.0	57614.0
5	104752.6	71808.0	71808.0	72069.1	119201.3	72069.1
6	104752.6	86768.0	86768.0	72069.1	99095.0	72069.1
7	87083.5	47895.9	47895.9	87083.5	47895.9	47895.9
8	87083.5	47895.9	47895.9	87083.5	47895.9	47895.9
9	87083.5	47895.9	47895.9	87083.5	47895.9	47895.9
10	104752.6	86768.0	86768.0	72069.1	99095.0	72069.1
11	104752.6	86768.0	86768.0	72069.1	99095.0	72069.1
12	87083.5	47895.9	47895.9	87083.5	47895.9	47895.9
13	87083.5	47895.9	47895.9	87083.5	47895.9	47895.9
14	87083.5	47895.9	47895.9	87083.5	47895.9	47895.9
15	104752.6	86768.0	86768.0	72069.1	99095.0	72069.1
16	86691.8	179520.0	86691.8	86691.8	179520.0	86691.8
17	72069.1	99095.1	72069.1	104752.6	86768.0	86768.0
18	72069.1	99095.1	72069.1	104752.6	86768.0	86768.0
19	72069.1	99095.1	72069.1	104752.6	86768.0	86768.0
20	86691.8	179520.0	86691.8	86691.8	179520.0	86691.8

**Legenda**

- $F_{bc,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_c / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento coprigiunto in direzione x
- $F_{ba,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_a / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento ala/anima elemento in direzione x
- $F_{v,x,Rd} = \min [ F_{vb,Rd} , F_{bc,x,Rd} , F_{ba,x,Rd} ]$  resistenza a taglio di progetto in direzione x
- $F_{bc,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_c / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento coprigiunto in direzione y
- $F_{ba,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_a / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento ala/anima elemento in direzione y
- $F_{v,y,Rd} = \min [ F_{vb,Rd} , F_{bc,y,Rd} , F_{ba,y,Rd} ]$  resistenza a taglio di progetto in direzione y



**Verifiche a taglio sui bulloni**

Bulloni Anima (Nodo n. 14357, CMB n. 25)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	F <sub>v,Ed</sub> [N]	F <sub>v,Rd</sub> [N]	FV	VER
1	20.40	-74.80	13917.8	71808.0	0.193820	Ok
2	20.40	-37.40	13917.8	39638.0	0.351123	Ok
3	20.40	0.00	13917.8	39638.0	0.351123	Ok
4	20.40	37.40	13917.8	39638.0	0.351123	Ok
5	20.40	74.80	13917.8	71808.0	0.193820	Ok
6	57.80	-74.80	13917.8	86768.0	0.160403	Ok
7	57.80	-37.40	13917.8	47895.9	0.290585	Ok
8	57.80	0.00	13917.8	47895.9	0.290585	Ok
9	57.80	37.40	13917.8	47895.9	0.290585	Ok
10	57.80	74.80	13917.8	86768.0	0.160403	Ok
11	95.20	-74.80	13917.8	86768.0	0.160403	Ok
12	95.20	-37.40	13917.8	47895.9	0.290585	Ok
13	95.20	0.00	13917.8	47895.9	0.290585	Ok
14	95.20	37.40	13917.8	47895.9	0.290585	Ok
15	95.20	74.80	13917.8	86768.0	0.160403	Ok
16	132.60	-74.80	13917.8	86691.8	0.160544	Ok
17	132.60	-37.40	13917.8	72069.1	0.193118	Ok
18	132.60	0.00	13917.8	72069.1	0.193118	Ok
19	132.60	37.40	13917.8	72069.1	0.193118	Ok
20	132.60	74.80	13917.8	86691.8	0.160544	Ok

Legenda

F<sub>v,Ed</sub> forza di taglio agente sul bullone  
 F<sub>v,Rd</sub> resistenza a taglio di progetto del bullone  
 $FV = F_{v,Ed} / F_{v,Rd}$   
 VER →  $FV \leq 1$

**Verifica a trazione sezione forata** (Nodo n. 14357, CMB n. 25)

Resistenza plastica della sezione lorda	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} =$	5041001.0 N
Resistenza a rottura della sezione al netto dei fori	$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} =$	4657198.0 N
Resistenza di calcolo a trazione	$N_{t,Rd} = \min [ N_{u,Rd} , N_{pl,Rd} ] =$	4657198.0 N
Azione assiale di calcolo	$N_{Ed} =$	278100.0 N
$N_{Ed} / N_{t,Rd} = 0.059714 \quad Ok$		

**Verifica dei copri giunti d'anima**

Resistenze

Resistenza plastica della sezione lorda	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} =$	1287467.0 N
Resistenza a rottura della sezione al netto dei fori	$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} =$	774057.6 N
Resistenza di calcolo a trazione	$N_{t,Rd} = \min [ N_{u,Rd} , N_{pl,Rd} ] =$	774057.6 N
Resistenza di calcolo a compressione	$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} =$	1287467.0 N
Resistenza di calcolo a taglio	$V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (3/2 \cdot \gamma_{M0}) =$	743319.3 N

Verifica per sforzo normale (Nodo n. 14357, CMB n. 25)

Azione assiale di calcolo	$N_{Ed} =$	278100.0 N
$N_{Ed} / N_{t,Rd} = 0.359276 \quad Ok$		

Verifica per taglio (Nodo n. 14522, CMB n. 9)

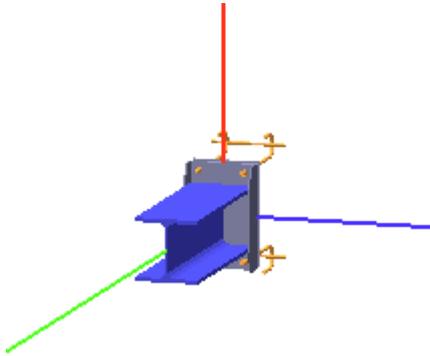
Azione tagliante di calcolo	$V_{Ed} =$	71664.6 N
$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0.096412 \quad Ok$		

La verifica del nodo risulta soddisfatta.



31.4.4

VERIFICA NODO D



**Coefficienti di sicurezza utilizzati**

$\gamma_{M0} = 1.05$

$\gamma_{M1} = 1.10$

$\gamma_{M2} = 1.25$

**Trave 2**

Tipo di profilo: HEB 300

Materiale: Acciaio S355  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$   $\gamma_{ov} = 1.25$

Classe sezione: 1

**Flangia:**

Materiale: Acciaio S355  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$   $\gamma_{ov} = 1.25$

Dimensioni (B x H x Sp): 320.0 x 500.0 x 20.0 mm

Spessore nervature verticali: 10.0 mm

Spessore nervature orizzontali: 10.0 mm

**Bullonature:**

Viti cl. 8.8 Dadi 8 o 10 ( $f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$ )

Diametro  $\varnothing = 18 \text{ mm}$   $A_{res} = 190.9 \text{ mm}^2$  (ridotta per filettatura)

Diametro foro  $\varnothing_0 = 19 \text{ mm}$

**Saldature:**

Materiale: Acciaio S355  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$   $\beta_1 = 0.70$   $\beta_2 = 0.85$

Spessore cordoni d'angolo  $s_c = 10 \text{ mm}$

**Sollecitazioni:**

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
6719.12	-9249.7	90.6	-24041.4	0.0	0.0	-9782.0
6719.25	-15795.0	-227.0	153800.0	0.0	0.0	-16639.0
6719.41	-16174.7	-226.0	153700.0	0.0	0.0	-16260.0

**Calcolo resistenze**

Resistenza a trazione dei bulloni  $F_{tb,Rd} = 0.9 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 109930.6 \text{ N}$

Resistenza a punzonamento flangia  $B_{pf,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_f \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} = 415293.4 \text{ N}$

Bull.	$F_{f,Rd}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]
1	102524.3	102524.3
2	102524.3	102524.3
3	102524.3	102524.3
4	102524.3	102524.3

**Legenda**

$F_{f,Rd} = M_{res,m} / (B_m \cdot R_m)$  resistenza a flessione flangia

$F_{t,Rd} = \min [ F_{tb,Rd}, B_{pf,Rd}, F_{f,Rd} ]$  resistenza a trazione di progetto

Resistenza a taglio dei bulloni  $F_{vb,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 73287.1 \text{ N}$

Bull.	$F_{bf,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bf,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
1	322105.3	73287.1	257684.2	73287.1
2	322105.3	73287.1	257684.2	73287.1
3	322105.3	73287.1	257684.2	73287.1
4	322105.3	73287.1	257684.2	73287.1

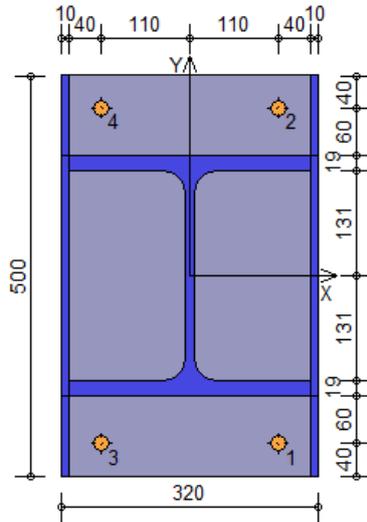
**Legenda**

$F_{bf,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_f / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento flangia in direzione x

$F_{v,x,Rd} = \min [ F_{vb,Rd}, F_{bf,x,Rd} ]$  resistenza a taglio di progetto in direzione x



$F_{bf,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \varnothing \cdot t_f / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento flangia in direzione y  
 $F_{v,y,Rd} = \min [ F_{vb,Rd} , F_{bf,y,Rd} ]$  resistenza a taglio di progetto in direzione y



**Verifiche sui bulloni**

1-Taglio e trazione (Nodo n. 6719, CMB n. 41)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	$FV_1$	VER
1	110.00	-210.00	4036.4	73287.1	38425.0	102524.3	0.322783	Ok
2	110.00	210.00	4035.9	73287.1	38425.0	102524.3	0.322777	Ok
3	-110.00	-210.00	4052.3	73287.1	38425.0	102524.3	0.323000	Ok
4	-110.00	210.00	4051.8	73287.1	38425.0	102524.3	0.322994	Ok

2-Trazione (Nodo n. 6719, CMB n. 25)

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{t,Ed}$ [N]	$F_{t,Rd}$ [N]	$FV_2$	VER
1	110.00	-210.00	38450.0	102524.3	0.375033	Ok
2	110.00	210.00	38450.0	102524.3	0.375033	Ok
3	-110.00	-210.00	38450.0	102524.3	0.375033	Ok
4	-110.00	210.00	38450.0	102524.3	0.375033	Ok

Legenda

$F_{v,Ed}$  forza di taglio agente sul bullone  
 $F_{v,Rd}$  resistenza a taglio di progetto del bullone  
 $F_{t,Ed}$  forza di trazione agente sul bullone  
 $F_{t,Rd}$  resistenza a trazione di progetto del bullone  
 $FV_1 = F_{v,Ed} / F_{v,Rd} + F_{t,Ed} / ( 1.4 \cdot F_{t,Rd} )$   
 $FV_2 = F_{t,Ed} / F_{t,Rd}$   
 VER  $\rightarrow FV_i \leq 1$

**Verifiche sulle saldature profilo-flangia (versione beta)**

Si considera la sezione di gola (avente altezza  $a = s_c / 2^{0.5} = 7.071$ ) in posizione ribaltata: vengono considerate positive le tensioni normali di trazione e le tensioni tangenziali agenti verso destra e verso il basso. Tutte le tensioni sono espresse in N/mm<sup>2</sup>.

Verifica formula (4.2.84) (Nodo n. 6719, CMB n. 41)

Cordoni	$n_{\perp}$	$t_{\perp}$	$\tau_{\parallel}$	$FV_1$	VER <sub>1</sub>
Nerv. vert. lato destro interno zona inferiore	9.33	0.00	-1.82	9.50	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona inferiore	9.33	0.00	-1.82	9.50	Ok
Ala inferiore esterno	9.33	0.00	-0.03	9.33	Ok
Ala inferiore interno lato destro	9.33	0.00	-0.03	9.33	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	9.33	0.00	-0.03	9.33	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona centrale	9.33	0.00	-1.82	9.50	Ok
Anima lato destro	9.33	0.00	-1.82	9.50	Ok
Anima lato sinistro	9.33	0.00	-1.82	9.50	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona centrale	9.33	0.00	-1.82	9.50	Ok
Ala superiore interno lato destro	9.33	0.00	-0.03	9.33	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	9.33	0.00	-0.03	9.33	Ok
Ala superiore esterno	9.33	0.00	-0.03	9.33	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona superiore	9.33	0.00	-1.82	9.50	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona superiore	9.33	0.00	-1.82	9.50	Ok

Verifica formula (4.2.85) (Nodo n. 6719, CMB n. 25)

Cordoni	$n_{\perp}$	$t_{\perp}$	$\tau_{\parallel}$	$FV_2$	VER <sub>2</sub>
Nerv. vert. lato destro interno zona inferiore	9.34	0.00	-1.77	9.34	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona inferiore	9.34	0.00	-1.77	9.34	Ok
Ala inferiore esterno	9.34	0.00	-0.03	9.34	Ok
Ala inferiore interno lato destro	9.34	0.00	-0.03	9.34	Ok
Ala inferiore interno lato sinistro	9.34	0.00	-0.03	9.34	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona centrale	9.34	0.00	-1.77	9.34	Ok
Anima lato destro	9.34	0.00	-1.77	9.34	Ok



Anima lato sinistro	9.34	0.00	-1.77	9.34	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona centrale	9.34	0.00	-1.77	9.34	Ok
Ala superiore interno lato destro	9.34	0.00	-0.03	9.34	Ok
Ala superiore interno lato sinistro	9.34	0.00	-0.03	9.34	Ok
Ala superiore esterno	9.34	0.00	-0.03	9.34	Ok
Nerv. vert. lato destro interno zona superiore	9.34	0.00	-1.77	9.34	Ok
Nerv. vert. lato sinistro interno zona superiore	9.34	0.00	-1.77	9.34	Ok

**Legenda**

$n_{\perp}$  tensione normale perpendicolare all'asse del cordone

$t_{\perp}$  tensione tangenziale perpendicolare all'asse del cordone

$\tau_{\parallel}$  tensione tangenziale parallela all'asse del cordone

$$FV_1 = (n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)^{0.5}$$

$$FV_2 = |n_{\perp}| + |t_{\perp}|$$

$$VER_i \rightarrow FV_i \leq \beta_i \cdot f_{yk} \quad (\beta_1 \cdot f_{yk} = 248.50 \text{ N/mm}^2 \quad \beta_2 \cdot f_{yk} = 301.75 \text{ N/mm}^2)$$

**Verifiche a flessione piastra in zona compressa**

Sezione parallela a X a filo della trave (Nodo n. 6719, CMB n. 12)

Pressione media a bordo piastra	$p_{med} = 0,15 \text{ N/mm}^2$	
Carico lineare sbalzo	$q_{lin} = 48,31 \text{ N/mm}$	
Lunghezza sbalzo	$L_s = 100,0 \text{ mm}$	
Modulo di resistenza minimo	$W_{min} = 76955,2 \text{ mm}^3$	
Momento resistente	$M_{p,Rd} =$	26018200,0 N mm
Momento massimo	$M_{p,Ed} =$	241566,6 N mm
$M_{p,Ed} / M_{p,Rd} = 0,009285 \text{ Ok}$		

Sezione parallela a Y a filo della nervatura verticale (Nodo n. 6719, CMB n. 12)

Pressione media a bordo piastra	$p_{med} = 0,15 \text{ N/mm}^2$	
Carico lineare sbalzo	$q_{lin} = 75,49 \text{ N/mm}$	
Lunghezza sbalzo	$L_s = 0,0 \text{ mm}$	
Modulo di resistenza minimo	$W_{min} = 80000,0 \text{ mm}^3$	
Momento resistente	$M_{p,Rd} =$	27047620,0 N mm
Momento massimo	$M_{p,Ed} =$	0,0 N mm
$M_{p,Ed} / M_{p,Rd} = 0,000000 \text{ Ok}$		

**Verifica del momento di progetto del giunto** (Nodo n. 6719, CMB n. 25)

Momento resistente del giunto	$M_{j,Rd} =$	102524300,0 N mm
Momento di progetto	$M_{j,Ed} =$	6152000,0 N mm
$M_{j,Ed} / M_{j,Rd} = 0,060005 \text{ Ok}$		

**Ancoraggio**

Tirafondi con uncini e bolzoni

Lunghezza tirafondi	$L_t =$	600 mm (rettilineo 358 mm, arco 170 mm, terminale 72 mm)
Lunghezza di aderenza	$L_a =$	718 mm (si considera l'uncino equivalente ad un tratto rettilineo lungo 20Ø)
Diametro bolzoni	$\varnothing_b =$	15 mm

Lunghezza minima tirafondi: 40 diametri (720 mm)

Calcestruzzo

Resistenza cubica caratteristica a compressione	$R_{ck} =$	30.00 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} =$	24.90 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_C =$	14.11 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} = 0.7 \cdot 0.30 \cdot f_{ck}^{2/3} =$	1.79 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo	$f_{bd} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} / \gamma_C =$	2.69 N/mm <sup>2</sup>

**Compressione massima calcestruzzo** (Nodo n. 6719, CMB n. 12)

$$p_{max} = 0.15 \text{ N/mm}^2 < f_{cd} \text{ Ok}$$

**Verifica ancoraggio**

Si considera la massima resistenza a trazione di progetto dei tirafondi

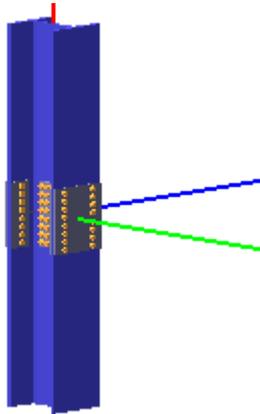
Trazione di progetto dell'ancoraggio	$F_{t,an,Ed} = \max [ F_{t,Rd} ] =$	102524.3 N
Resistenza a trazione per aderenza	$F_{t,ad,Rd} = L_a \cdot \pi \cdot \varnothing \cdot f_{bd} =$	109057.9 N
$F_{t,ad,Rd} > F_{t,an,Ed} \text{ Ok}$		

**La verifica del nodo risulta soddisfatta.**



31.4.5

VERIFICA NODO E



**Coefficienti di sicurezza utilizzati**

$\gamma_{M0} = 1.05$

$\gamma_{M1} = 1.10$

$\gamma_{M2} = 1.25$

**Colonna**

Tipo di profilo: HEB 300

Materiale: Acciaio S355  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$   $\gamma_{ov} = 1.25$

Classe sezione: 1

**Coprigiunti:**

Materiale: Acciaio S355  $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$   $f_t = 510 \text{ N/mm}^2$   $\gamma_{ov} = 1.25$

Coprigiunti ala [mm]: 300.0 x 306.0 x 10 (piastra esterna) + 117.50 x 306.0 x 10 (due piastre interne)

Coprigiunti anima [mm]: 153.0 x 306.0 x 10 (due piastre)

**Bullonature:**

Viti cl. 8.8 Dadi 8 o 10 ( $f_{yb} = 640 \text{ N/mm}^2$ ,  $f_{tb} = 800 \text{ N/mm}^2$ )

Diametro  $\varnothing = 16 \text{ mm}$   $A_{res} = 156.8 \text{ mm}^2$  (ridotta per filettatura)

Diametro foro  $\varnothing_0 = 17 \text{ mm}$

Numero superfici di taglio: ala  $n_{sl} = 2$ , anima  $n_{sn} = 2$

**Sollecitazioni:**

Nodo.CMB	V2 [N]	V3 [N]	N [N]	M2 [N mm]	M3 [N mm]	T [N mm]
16482.1	11106.4	1650.4	-1379000.0	-544214.0	-12240000.0	-4424.0
16482.30	10698.3	1383.7	-1397000.0	-261483.0	-11400000.0	-4174.0
16482.51	18326.9	6105.8	-873200.0	-5889000.0	-20530000.0	-5416.0
16482.225	12600.7	9505.4	-882700.0	-9703000.0	-14020000.0	-5422.0
16482.226	12465.9	9493.7	-860500.0	-9711000.0	-13890000.0	-5358.0

**Calcolo resistenze**

**Bulloni Ala**

Resistenza a taglio dei bulloni

$$F_{vb,Rd} = n_{sl} \cdot 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} =$$

120444.1 N

Bull.	$F_{bc,x,Rd}$ [N]	$F_{ba,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bc,y,Rd}$ [N]	$F_{ba,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
1	157760.0	124032.0	120444.1	180172.8	205893.1	120444.1
2	157760.0	124032.0	120444.1	180172.8	205893.1	120444.1
3	157760.0	149872.0	120444.1	180172.8	171164.1	120444.1
4	157760.0	149872.0	120444.1	180172.8	171164.1	120444.1
5	157760.0	149872.0	120444.1	180172.8	171164.1	120444.1
6	157760.0	149872.0	120444.1	180172.8	171164.1	120444.1
7	130560.0	310080.0	120444.1	216729.5	310080.0	120444.1
8	130560.0	310080.0	120444.1	216729.5	310080.0	120444.1

**Bulloni Anima**

Resistenza a taglio dei bulloni

$$F_{vb,Rd} = n_{sn} \cdot 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} =$$

120444.1 N

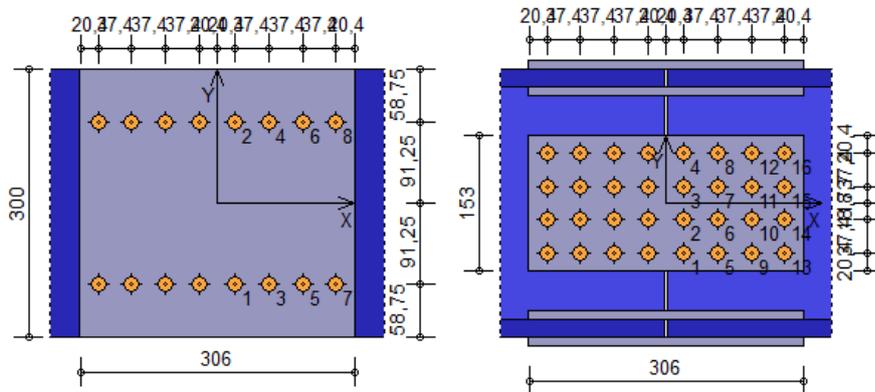
Bull.	$F_{bc,x,Rd}$ [N]	$F_{ba,x,Rd}$ [N]	$F_{v,x,Rd}$ [N]	$F_{bc,y,Rd}$ [N]	$F_{ba,y,Rd}$ [N]	$F_{v,y,Rd}$ [N]
1	104752.7	71808.0	71808.0	72069.1	119201.3	72069.1
2	87083.5	39638.0	39638.0	87083.5	57614.0	57614.0
3	87083.5	39638.0	39638.0	87083.5	57614.0	57614.0
4	104752.7	71808.0	71808.0	72069.1	119201.3	72069.1
5	104752.6	86768.0	86768.0	72069.1	99095.0	72069.1
6	87083.5	47895.9	47895.9	87083.5	47895.9	47895.9
7	87083.5	47895.9	47895.9	87083.5	47895.9	47895.9
8	104752.6	86768.0	86768.0	72069.1	99095.0	72069.1
9	104752.6	86768.0	86768.0	72069.1	99095.0	72069.1



10	87083.5	47895.9	47895.9	87083.5	47895.9	47895.9
11	87083.5	47895.9	47895.9	87083.5	47895.9	47895.9
12	104752.6	86768.0	86768.0	72069.1	99095.0	72069.1
13	86691.8	179520.0	86691.8	86691.8	179520.0	86691.8
14	72069.1	99095.0	72069.1	104752.6	86768.0	86768.0
15	72069.1	99095.0	72069.1	104752.6	86768.0	86768.0
16	86691.8	179520.0	86691.8	86691.8	179520.0	86691.8

**Legenda**

- $F_{bc,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot t_c / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento coprigiunto in direzione x
- $F_{ba,x,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot t_a / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento ala/anima elemento in direzione x
- $F_{v,x,Rd} = \min [ F_{vb,Rd} , F_{bc,x,Rd} , F_{ba,x,Rd} ]$  resistenza a taglio di progetto in direzione x
- $F_{bc,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot t_c / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento coprigiunto in direzione y
- $F_{ba,y,Rd} = k \cdot \alpha \cdot f_{tk} \cdot \emptyset \cdot t_a / \gamma_{M2}$  resistenza a rifollamento ala/anima elemento in direzione y
- $F_{v,y,Rd} = \min [ F_{vb,Rd} , F_{bc,y,Rd} , F_{ba,y,Rd} ]$  resistenza a taglio di progetto in direzione y



**Verifiche a taglio sui bulloni**

**Bulloni Ala (Nodo n. 16482, CMB n. 30)**

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	FV	VER
1	20.40	-91.25	78247.8	120444.1	0.649660	Ok
2	20.40	91.25	78663.6	120444.1	0.653113	Ok
3	57.80	-91.25	78247.8	120444.1	0.649660	Ok
4	57.80	91.25	78663.6	120444.1	0.653113	Ok
5	95.20	-91.25	78247.9	120444.1	0.649661	Ok
6	95.20	91.25	78663.7	120444.1	0.653114	Ok
7	132.60	-91.25	78248.1	120444.1	0.649663	Ok
8	132.60	91.25	78663.9	120444.1	0.653115	Ok

**Bulloni Anima (Nodo n. 16482, CMB n. 30)**

Bull.	X [mm]	Y [mm]	$F_{v,Ed}$ [N]	$F_{v,Rd}$ [N]	FV	VER
1	20.40	-56.10	13774.6	71808.0	0.191825	Ok
2	20.40	-18.70	13526.0	39638.0	0.341238	Ok
3	20.40	18.70	13277.4	39638.0	0.334967	Ok
4	20.40	56.10	13028.9	71808.0	0.181440	Ok
5	57.80	-56.10	13782.2	86768.0	0.158839	Ok
6	57.80	-18.70	13533.7	47895.9	0.282565	Ok
7	57.80	18.70	13285.3	47895.9	0.277378	Ok
8	57.80	56.10	13036.9	86768.0	0.150250	Ok
9	95.20	-56.10	13794.2	86768.0	0.158978	Ok
10	95.20	-18.70	13546.0	47895.9	0.282822	Ok
11	95.20	18.70	13297.8	47895.9	0.277640	Ok
12	95.20	56.10	13049.6	86768.0	0.150397	Ok
13	132.60	-56.10	13810.8	86691.8	0.159309	Ok
14	132.60	-18.70	13562.8	72069.1	0.188192	Ok
15	132.60	18.70	13314.9	72069.1	0.184753	Ok
16	132.60	56.10	13067.1	86691.8	0.150730	Ok

**Legenda**

- $F_{v,Ed}$  forza di taglio agente sul bullone
- $F_{v,Rd}$  resistenza a taglio di progetto del bullone
- $FV = F_{v,Ed} / F_{v,Rd}$
- VER  $\rightarrow FV \leq 1$

**Controllo influenza fori sul momento resistente**

Resistenza a rottura della piattabanda al netto dei fori	$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{f,net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} =$	1855829.0 N
Resistenza plastica della piattabanda lorda	$N_{pl,Rd} = A_f \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} =$	1927143.0 N
$N_{u,Rd} \geq N_{pl,Rd} \rightarrow 1855829.0 < 1927143.0$		

**Verifica dei coprigiunti d'ala**Resistenze

Resistenza plastica della sezione lorda	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} =$	1808810.0 N
Resistenza a rottura della sezione al netto dei fori	$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} =$	1714824.0 N
Resistenza di calcolo a trazione	$N_{t,Rd} = \min [ N_{u,Rd} , N_{pl,Rd} ] =$	1714824.0 N
Resistenza di calcolo a compressione	$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} =$	1808810.0 N
Resistenza di calcolo a taglio	$V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (3^{1/2} \cdot \gamma_{M0}) =$	1044317.0 N
Resistenza di calcolo a flessione retta	$M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} =$	148571700.0 N mm

Verifica per sforzo normale (Nodo n. 16482, CMB n. 30)

Azione assiale di calcolo	$N_{Ed} =$	-627645.5 N
$N_{Ed} / N_{c,Rd} = 0.346994$ Ok		

Verifica per taglio (Nodo n. 16482, CMB n. 225)

Azione tagliante di calcolo	$V_{Ed} =$	4752.7 N
$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0.004551$ Ok		

Verifica per momento (Nodo n. 16482, CMB n. 226)

Riduzione per effetto dello sforzo normale:	$N_{Ed} = 408495.5$ N	
$M_{N,Rd} = M_{c,Rd} \cdot \min [ 1 , (1 - N_{Ed} / N_{pl,Rd}) / 0.75 ] =$	148571700.0 N mm	
Riduzione per effetto del taglio:	$V_{Ed} = 4746.9$ N	
$V_{Ed} < 0.5 \cdot V_{c,Rd} \rightarrow \rho = 0$		
Momento flettente di calcolo	$M_{Ed} =$	-4855500.0 N mm
$M_{Ed} / [M_{N,Rd} \cdot (1-\rho)] = 0.032681$ Ok		

**Verifica dei coprigiunti d'anima**Resistenze

Resistenza plastica della sezione lorda	$N_{pl,Rd} = A \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} =$	1034572.0 N
Resistenza a rottura della sezione al netto dei fori	$N_{u,Rd} = 0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk} / \gamma_{M2} =$	624240.0 N
Resistenza di calcolo a trazione	$N_{t,Rd} = \min [ N_{u,Rd} , N_{pl,Rd} ] =$	624240.0 N
Resistenza di calcolo a compressione	$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} =$	1034572.0 N
Resistenza di calcolo a taglio	$V_{c,Rd} = A_v \cdot f_{yk} / (3^{1/2} \cdot \gamma_{M0}) =$	597310.1 N
Resistenza di calcolo a flessione retta	$M_{c,Rd} = W_{pl} \cdot f_{yk} / \gamma_{M0} =$	39572360.0 N mm

Verifica per sforzo normale (Nodo n. 16482, CMB n. 30)

Azione assiale di calcolo	$N_{Ed} =$	-214375.3 N
$N_{Ed} / N_{c,Rd} = 0.207212$ Ok		

Verifica per taglio (Nodo n. 16482, CMB n. 51)

Azione tagliante di calcolo	$V_{Ed} =$	18326.9 N
$V_{Ed} / V_{c,Rd} = 0.030682$ Ok		

Verifica per momento (Nodo n. 16482, CMB n. 51)

Riduzione per effetto dello sforzo normale:	$N_{Ed} = -133996.1$ N	
$M_{N,Rd} = M_{c,Rd} \cdot \min [ 1 , (1 - N_{Ed} / N_{pl,Rd}) / 0.75 ] =$	39572360.0 N mm	
Riduzione per effetto del taglio:	$V_{Ed} = 18326.9$ N	
$V_{Ed} < 0.5 \cdot V_{c,Rd} \rightarrow \rho = 0$		
Momento flettente di calcolo	$M_{Ed} =$	-2143732.0 N mm
$M_{Ed} / [M_{N,Rd} \cdot (1-\rho)] = 0.054172$ Ok		

**Verifica del momento di progetto del giunto** (Nodo n. 16482, CMB n. 51)

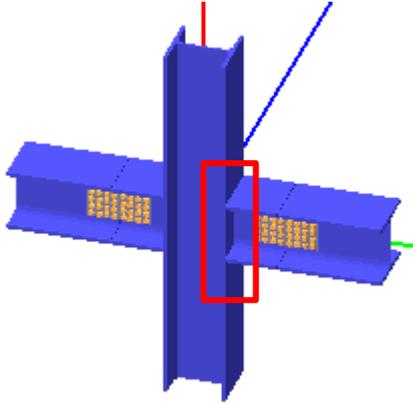
Momento resistente del giunto	$M_{j,Rd} =$	270758400.0 N mm
Momento di progetto	$M_{j,Ed} =$	20530000.0 N mm
$M_{j,Ed} / M_{j,Rd} = 0.075824$ Ok		

La verifica del nodo risulta soddisfatta.



31.4.6 VERIFICA SALDATURA MONCONI

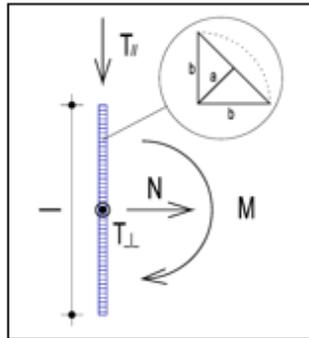
Si riporta di seguito la verifica del moncone più sollecitato. Si è considerata una saldatura con un'altezza di gola pari 10mm.





Sollecitazioni	
N (N)	100200
T <sub>∥</sub> (N)	145200
T <sub>⊥</sub> (N)	1628
M (Nmm)	50820000

Dati saldatura	
Acciaio	S355
b (mm)	14,14
l (mm)	550
n' cordoni	2
γHz	1,25
a (mm)	10,00



f <sub>yk</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	355
f <sub>tk</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	510

Acciaio	f <sub>yk</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	f <sub>tk</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	β <sub>w</sub>	β <sub>1</sub>	β <sub>2</sub>
S235	235	360	0,8	0,85	1
S275	275	430	0,85	0,7	0,85
S355	355	510	0,9	0,7	0,85
S450	440	550			
S235 H/NL	275	390			
S355 H/NL	355	490	0,9		
S420 H/NL	420	520	1	0,62	0,75
S460 H/NL	460	540	1	0,62	0,75
S235 M/ML	275	370			
S355 M/ML	355	470	0,9		
S420 M/ML	420	520	1		
S460 M/ML	460	540	1		
S235 W	235	360	0,8		
S355 W	355	510	0,9		

Verifica con formula 4.2.82

$$F_{w,Ed}/F_{w,Rd} \leq 1 \text{ con } F_{w,Rd} = a \cdot f_{tk} (\sqrt{3} \beta \gamma_{Hz})$$

β <sub>w</sub>	0,9
f <sub>w,Ed</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	261,732
F <sub>T∥,Ed</sub> (N/mm)	132,000
F <sub>T⊥,Ed</sub> (N/mm)	1,480

F <sub>T Tot</sub> (N/mm)	132,008
F <sub>⊥,H</sub> (N/mm)	91,091
F <sub>⊥,M</sub> (N/mm)	504,000
F <sub>⊥ Tot</sub> (N/mm)	595,091

F <sub>w,Ed</sub> (N/mm)	609,557
F <sub>w,Rd</sub> (N/mm)	2616,926

S/R	OK
0,233	

Verifica con formula 4.2.84 e 4.2.85

$$\sqrt{(n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + t_{\parallel}^2)} \leq \beta_1 f_{tk}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 f_{tk}$$

β <sub>1</sub>	0,7
β <sub>2</sub>	0,85
t <sub>∥</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	13,2020
t <sub>⊥</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	0,1480

n <sub>⊥,H</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	9,1105
n <sub>⊥,M</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	50,4076
n <sub>⊥</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	59,5181

√(n <sub>⊥</sub> <sup>2</sup> + t <sub>⊥</sub> <sup>2</sup> + t <sub>∥</sub> <sup>2</sup> )	60,9649
β <sub>1</sub> f <sub>tk</sub>	248,5000

S/R	OK
0,25	

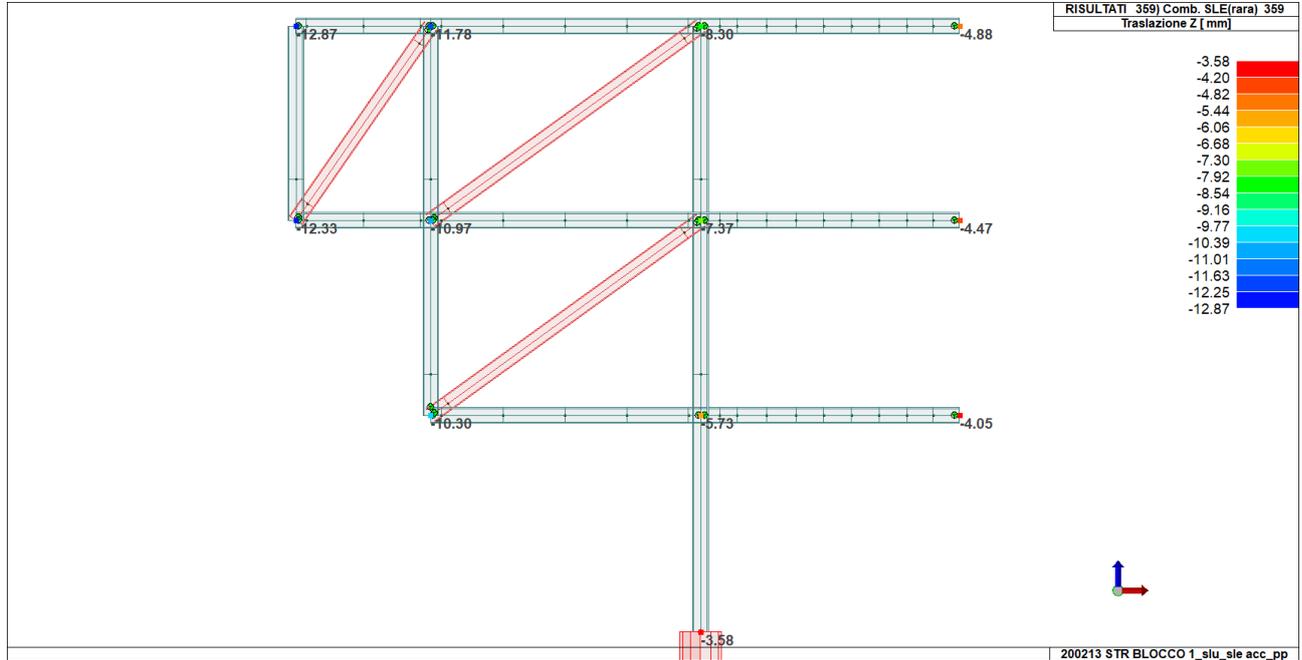
n <sub>⊥</sub>   +  t <sub>⊥</sub>	59,6661
β <sub>2</sub> f <sub>tk</sub>	301,7500

S/R	OK
0,20	



31.4.7 VERIFICA DEFORMABILITÀ STRUTTURA A SBALZO

Si riporta di seguito l'abbassamento massimo in combinazione caratteristica:



La deformazione massima dello sbalzo è pari a 12,87 mm

A tale deformazione andrebbe sommata l'aliquota dovuto allo scorrimenti foro-bullone dei giunti:

Deformabilità strutture bullonate			
differenza fra foro e bullone	$\Phi-d$	1	[mm]
numero dei giunti nei correnti	n	16	[-]
luce trave	L	17600	[mm]
altezza trave	h	3800	[mm]
passo dei nodi	p	4400	[mm]
lunghezza diagonale	$L_d$	5405	[mm]
assestamenti giunti correnti	$v_c$	12,35	[mm]
assestamenti giunti diagonali	$v_d$	5,69	[mm]
assestamento totale	v	18,04	[mm]

$$v_c = \frac{n}{6} \frac{L}{h} (\phi - d) ; \quad v_d = \frac{L}{p} \frac{L_d}{h} (\phi - d) \quad (8.40)$$

essendo:

- $\phi - d$  la differenza fra il diametro dei fori e quello dei bulloni (dell'ordine di 1 mm);
- n il numero totale dei giunti nei correnti del tipo a sovrapposizione (i giunti copri giuntati contano per due);
- L la luce della trave;
- h l'altezza della trave;
- p il passo dei nodi delle aste di parete;
- $L_d$  la lunghezza della diagonale.

Per avere un ordine di grandezza delle frecce in gioco si fa riferimento al lo schema di tralicciatura a V di fig. 8.11, con complessivi 4 giunti a copri-giunto nei correnti (n=8) e passo della tralicciatura pari a  $p = L/18$ .

La deformazione dovuta agli scorrimenti foro-bullone è pari a 18,04mm. **Si sceglie di dare alla struttura in acciaio una contromonta pari a 20 mm.** Pertanto questo contributo viene trascurato.



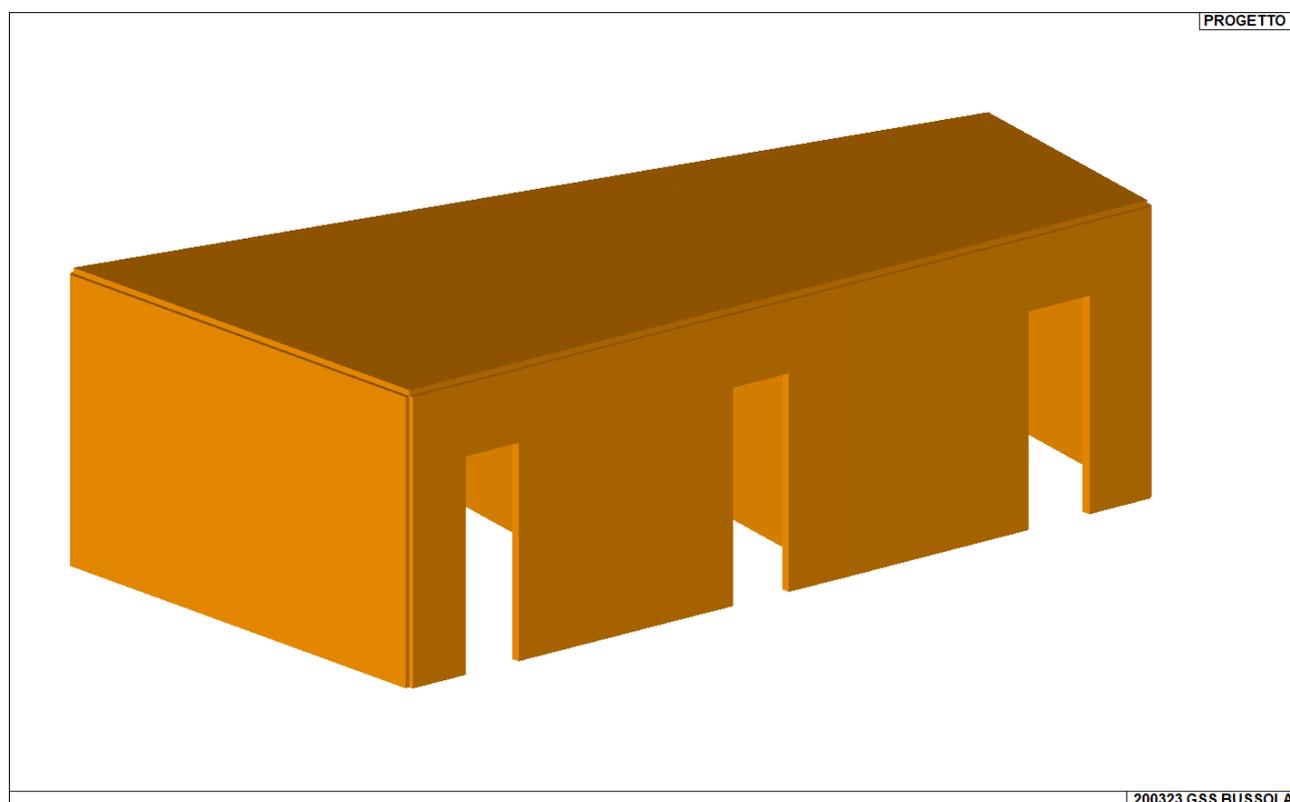
La deformata massima è quindi pari a  $12,87 - 3,58 = 9,29$  mm.  $L/f = 2*7690/9,29 = 1655$ . Si ottiene  $L/1655 < 1/500$  pertanto la verifica risulta ampiamente soddisfatta.

### 32. VERIFICA LOCALE TECNICO

Il locale tecnico è stato progettato con pannelli XLAM per ridurre al massimo i pesi gravanti sulla copertura.

Pareti verticali: XLAM sp.100mm

Solaio: XLAM sp. 160mm



VISTA SOLIDA LOCALE TECNICO

#### VERIFICA SOLAIO - XLAM sp. 160mm

Il programma utilizza per la modellazione elementi a tre o più nodi denominati in generale solaio o pannello.

Ogni elemento solaio-pannello è individuato da una poligonale di nodi 1,2, ..., N.

L'elemento solaio è utilizzato in primo luogo per la modellazione dei carichi agenti sugli elementi strutturali. In secondo luogo può essere utilizzato per la corretta ripartizione delle forze orizzontali agenti nel proprio piano. L'elemento balcone è derivato dall'elemento solaio.

I carichi agenti sugli elementi solaio, raccolti in un archivio, sono direttamente assegnati agli elementi utilizzando le informazioni raccolte nell' archivio (es. i coefficienti combinatori). La tabella seguente ri-



porta i dati utilizzati per la definizione dei carichi e delle masse.

Id.Arch.	Identificativo dell' archivio
Tipo	Tipo di carico Variab. Carico variabile generico Var. rid. Carico variabile generico con riduzione in funzione dell' area (c.5.5. ...) Neve Carico di neve
G1k	carico permanente (comprensivo del peso proprio)
G2k	carico permanente non strutturale e non compiutamente definito
Qk	carico variabile
Fatt. A	fattore di riduzione del carico variabile (0.5 o 0.75) per tipo "Var.rid."
S sis.	fattore di riduzione del carico variabile per la definizione delle masse sismiche per D.M. 96 (vedi NOTA sul capitolo "normativa di riferimento")
Psi 0	Coefficiente combinatorio dei valori caratteristici delle azioni variabili: per valore raro
Psi 1	Coefficiente combinatorio dei valori caratteristici delle azioni variabili: per valore frequente
Psi 2	Coefficiente combinatorio dei valori caratteristici delle azioni variabili: per valore quasi permanente
Psi S 2	Coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi-permanente dell'azione variabile: per la definizione delle masse sismiche
Fatt. Fi	Coefficiente di correlazione dei carichi per edifici

Ogni elemento è caratterizzato da un insieme di proprietà riportate in tabella che ne completano la modellazione. In particolare per ogni elemento viene indicato in tabella:

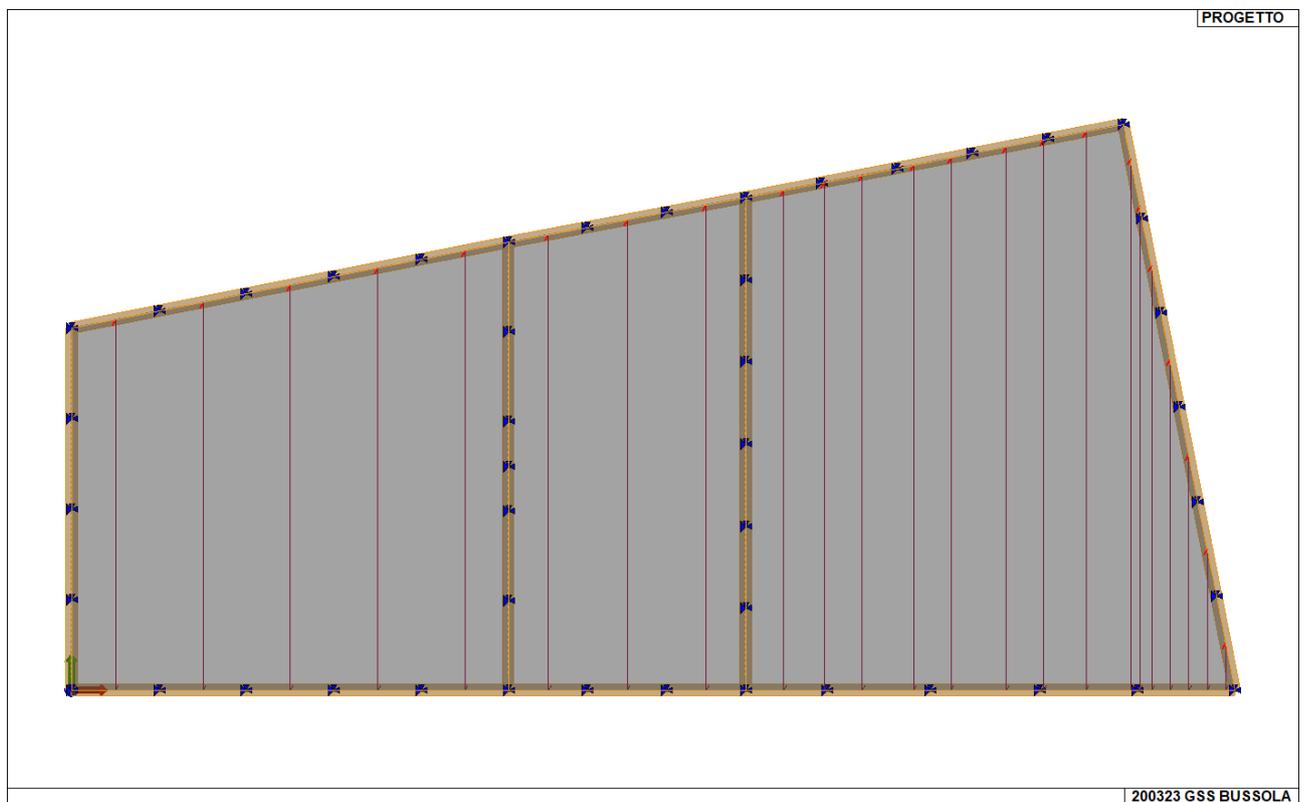
Elem	numero dell'elemento
Tipo	codice di comportamento S elemento utilizzato solo per scarico C elemento utilizzato per scarico e per modellazione piano rigido P elemento utilizzato come pannello M scarico monodirezionale B scarico bidirezionale
Id.Arch.	Identificativo dell' archivio
Mat	codice del materiale assegnato all'elemento
Spessore	spessore dell'elemento (costante)
Orditura	angolo (rispetto all'asse X) della direzione dei travetti principali
Gk	carico permanente solaio (comprensivo del peso proprio)
Qk	carico variabile solaio
Nodi	numero dei nodi che definiscono l'elemento (5 per riga)

In particolare i simboli utilizzati in tabella assumono il seguente significato:

Elem.	numero identificativo dell'elemento
Stato	Codici di verifica relativi alle tensioni normali e alle tensioni tangenziali
Note	Viene riportato il codice relativo alla sezione(s) e relativo al materiale(m);
Pos.	Ascissa del punto di verifica
F ist, F infi	Frecce istantanee e a tempo infinito
Momento	Momento flettente
Taglio	Sollecitazione di taglio
Af inf.	Area di armatura longitudinale posta all'intradosso della trave
Af sup.	Area di armatura longitudinale posta all'estradosso della trave
AfV	Area dell'armatura atta ad assorbire le azioni di taglio
Beff	Base della sezione di cls per l'assorbimento del taglio
	<i>simboli utilizzati con il metodo delle tensioni ammissibili:</i>
sc max	Massima tensione di compressione del calcestruzzo
sf max	Massima tensione nell'acciaio
tau max	Massima tensione tangenziale nel cls
	<i>simboli utilizzati con il metodo degli stati limite:</i>
x/d	rapporto tra posizione dell'asse neutro e altezza utile alla rottura della sezione (per sola flessione)
verif.	rapporto Sd/Su con sollecitazioni ultime proporzionali: valore minore o uguale a 1 per verifica positiva
Verif.V	rapporto Sd/Su con sollecitazioni taglianti proporzionali valore minore o uguale a 1 per verifica positiva
rRfck	rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione fck in combinazioni rare



	[normalizzato a 1]
rFfck	rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione fck in combinazioni frequenti [normalizzato a 1]
rPfck	rapporto tra la massima compressione nel calcestruzzo e la tensione fck in combinazioni quasi permanenti [normalizzato a 1]
rRfyk	rapporto tra la massima tensione nell'acciaio e la tensione fyk in combinazioni frequenti [normalizzato a 1]
rFyk	rapporto tra la massima tensione nell'acciaio e la tensione fyk in combinazioni rare [normalizzato a 1]
rPfyk	rapporto tra la massima tensione nell'acciaio e la tensione fyk in combinazioni quasi permanenti [normalizzato a 1]
wR	apertura caratteristica delle fessure in combinazioni rare [mm]
wF	apertura caratteristica delle fessure in combinazioni frequenti [mm]
wP	apertura caratteristica delle fessure in combinazioni quasi permanenti [mm]



ORDITURA SOLAI XLAM sp.160mm

ID Arch.	Tipo	G1k	G2k	Qk	Fatt. A	s sis.	Psi 0	Psi 1	Psi 2	Psi S 2	Fatt. Fi
		daN/cm2	daN/cm2	daN/cm2							
1	Neve	1.75e-02		1.22e-02		1.00	0.50	0.20	0.0	0.0	1.00

Elem.	Tipo	ID Arch.	Mat.	Spessore	Orditura	G1k	G2k	Qk	Nodo 1/6..	Nodo 2/7..	Nodo 3/8..	Nodo..	Nodo..
						daN/cm2	daN/cm2	daN/cm2					
1	CM	1	m=145	12.0	90.0	1.75e-02		1.22e-02	36	41	46	51	55
									185	190	195	200	160
									165	170	175	180	16
									17	22	27	31	
2	CM	1	m=145	12.0	90.0	1.75e-02		1.22e-02	60	65	69	205	210
									215	220	225	146	151
									156	160	200	195	190
									185	55			
3	CM	1	m=145	12.0	90.0	1.75e-02		1.22e-02	225	220	215	210	205
									69	74	79	84	89
									93	98	103	108	113
									118	122	127	132	137
									142	146			



Elem.	Stato	Note	f ist	f infi	Fac. B-A	Pos.	Momento	Taglio	V. 127	V. 128	V. 545	V. 129	V. 130	V. 131
			cm	cm		cm	daN	daN/cm						
1	ok L	m=145,p=2	-0.19	-0.18	0.89	0.0	0.0	-7.35	0.0	0.0	0.0	8.80e-04	0.11	0.11
						179.0	657.86	0.0	0.21	0.15	0.0	0.0	0.13	0.02
						357.9	0.0	7.35	0.0	0.0	0.0	8.80e-04	0.11	0.11
2	ok L	m=145,p=2	-0.34	-0.32	0.91	0.0	0.0	-8.51	0.0	0.0	0.0	1.18e-03	0.13	0.13
						207.2	881.79	0.0	0.28	0.20	0.0	0.0	0.17	0.03
						414.4	0.0	8.51	0.0	0.0	0.0	1.18e-03	0.13	0.13
3	ok L	m=145,p=2	-0.56	-0.53	0.93	0.0	0.0	-9.69	0.0	0.0	0.0	1.53e-03	0.14	0.14
						236.0	1143.63	0.0	0.36	0.26	0.0	0.0	0.22	0.04
						471.9	0.0	9.69	0.0	0.0	0.0	1.53e-03	0.14	0.14
Elem.			f ist	f infi			Momento	Taglio	V. 127	V. 128	V. 545	V. 129	V. 130	V. 131
							0.0	-9.69						
			-0.19	-0.18			1143.63	9.69	0.36	0.26	0.0	1.53e-03	0.22	0.14

**VERIFICA PARETI - XLAM sp. 100m**

Il programma di calcolo utilizzato consente la verifica dei seguenti tipi di elementi:

- gusci;
- setti.

Le verifiche sono condotte in ottemperanza al DM 17 Gennaio 2018, seguendo anche le indicazioni analitiche riportate nella norma tecnica UNI EN 1995-1-1:2005 "Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici" e nella norma tedesca DIN 1052 (D)-2008.

Utilizzando il riferimento tecnico dell'Università di Monaco "Teilprojekt 15 - TP 15 Flächen aus Brettstapeln, Brettsperholz und Verbundkonstruktionen" che permette di valutare in modo esaustivo il comportamento del pannello in presenza di significative deformazioni a taglio si è valutata in fase di verifica la migrazione degli sforzi dal "Piano B" al "Piano A" come previsto nell'appendice D parte 3 della norma tedesca DIN 1052 (D)-2008.

In particolare le verifiche effettuate sono riconducibili a quanto previsto nell'appendice D e al capitolo 10.7 della DIN:

- 10.7.1 (127) tensoflessione;
- 10.7.1 (128) pressoflessione;
- 10.7.1 (129) taglio torsione;
- 10.7.1 (130) trazione e taglio di rotolamento;
- 10.7.1 (131) compressione e taglio di rotolamento;
- App D. (26) momento torcente di incollaggio.

Viene riportata un'ulteriore verifica (Mestek 5.4.5) in cui tutte le tensioni normali sono rapportate alla resistenza di progetto a flessione.

- significato dei simboli riportati nelle verifiche estratte dalla norma DIN 1052:2008



### 3.3 Esempi di formule composte

#### 3.3.1 Grandi lettere con pedice

- $E_{0,mean}$     medio modulo di elasticità nella direzione delle fibre
- $F_k$             valore caratteristico di un'azione
- $F_{t,90,d}$     valore di progetto di una forza di trazione perpendicolare alla direzione delle fibre
- $K_{ser}$         modulo di scorrimento per la verifica di resistenza allo scorrimento
- $K_{u,mean}$     valore medio del modulo di scorrimento nel campo di rottura
- $M_{y,k}$         momento caratteristico di un mezzo di collegamento
- $R_{j,d}$         valore di progetto della resistenza di un collegamento

#### 3.3.2 Piccole lettere con pedice

- $b_{ef}$         larghezza efficace di un bordo
- $f_{c,90,d}$     valore di progetto della resistenza a compressione perpendicolare alla direzione delle fibre
- $f_{h,k}$         resistenza caratteristica alla lacerazione
- $h_d$         altezza di rottura
- $h_e$         altezza di imbullonatura o di precompressione di un bullone di tipo speciale
- $h_{ap}$         altezza di sezione al primo bordo
- $l_{ad}$         lunghezza di ancoraggio
- $t_{i,max,d}$     valore di progetto del massimo flusso di taglio nella i-esima sezione
- $t_{req}$         spessore minimo richiesto

#### 3.3.3 Lettere greche con pedice

- $\gamma_M$         coefficiente di sicurezza per una proprietà del materiale
- $\lambda_{rel,m}$     grado di snellezza relativa
- $\sigma_{c,\alpha,d}$     valore di progetto della tensione di compressione sotto un angolo  $\alpha$  alla direzione delle fibre
- $\sigma_{m,z,d}$     valore di progetto della tensione di flessione attorno all'asse z
- $\tau_{tor,d}$         valore di progetto di una tensione di torsione

Set- to/Guscio	Numero del macroelemento
Mat.	Materiale degli strati
N. strati	Numero di strati
Spessore	Spessore degli strati
Incoll.	Tavole incollate lungo il lato (si/no)
Direz. fibre	Inclinazione della direzione (0) rispetto all'asse X (per gusci)
Stato	Codice della verifica: ok verificato, NV non verificato
Nodo	Numero del nodo per il quale si riportano le verifiche; prima riga direzione (0) seconda riga direzione (1)
V.127	Verifica come da DIN 10.7.1 (127) per tensoflessione $\frac{\sigma_{t,0,d}}{f_{t,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1$
V.128	Verifica come da DIN 10.7.1 (128) per pressoflessione



$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1$$

V.545 Verifica come da riferimento tecnico dell' Università di Monaco Tp 15. (tensioni normali rapportate alla resistenza di progetto a flessione) - verifica a presso/tenso-flessione semplificata, non utilizzata nella presente trattazione

V.129 Verifica come da DIN 10.7.1 (129) per taglio torsione

$$\left( \frac{\tau_d}{f_{v,d}} \right)^2 + \left( \frac{\tau_{drill,d}}{f_{v,d}} \right)^2 \leq 1$$

V.130 Verifica come da DIN 10.7.1 (130) trazione e taglio di rotolamento

$$\frac{\sigma_{t,90,d}}{f_{t,90,d}} + \frac{\tau_{R,d}}{f_{R,d}} \leq 1$$

V.131 Verifica come da DIN 10.7.1 (131) compressione e taglio di rotolamento

$$\frac{\sigma_{c,90,d}}{f_{c,90,d}} + \frac{\tau_{R,d}}{f_{R,d}} \leq 1$$

M. D26

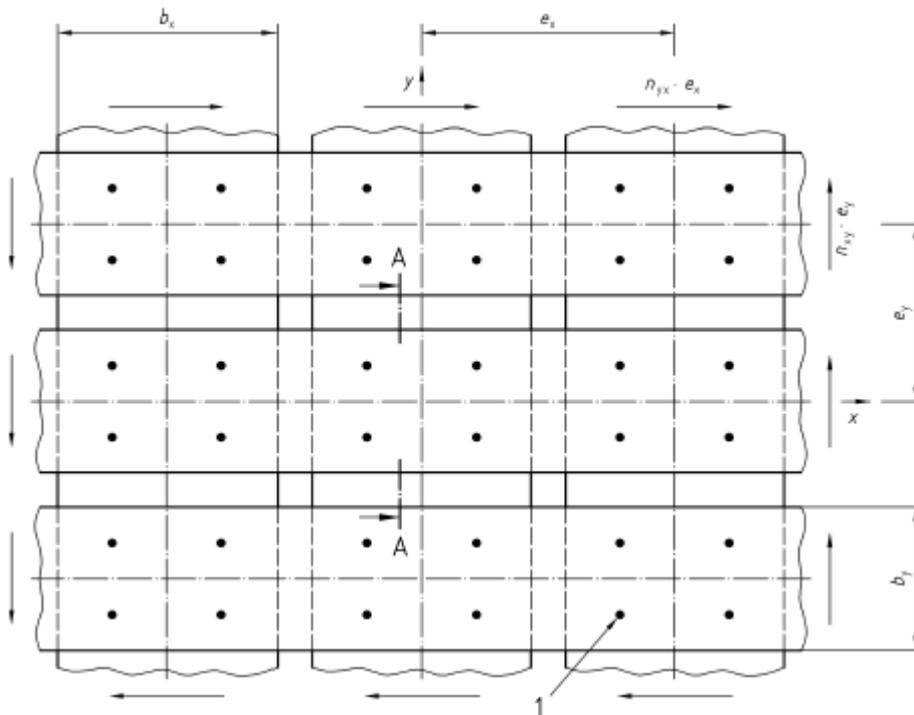
Momento torcente di incollaggio come da DIN App D. (26)

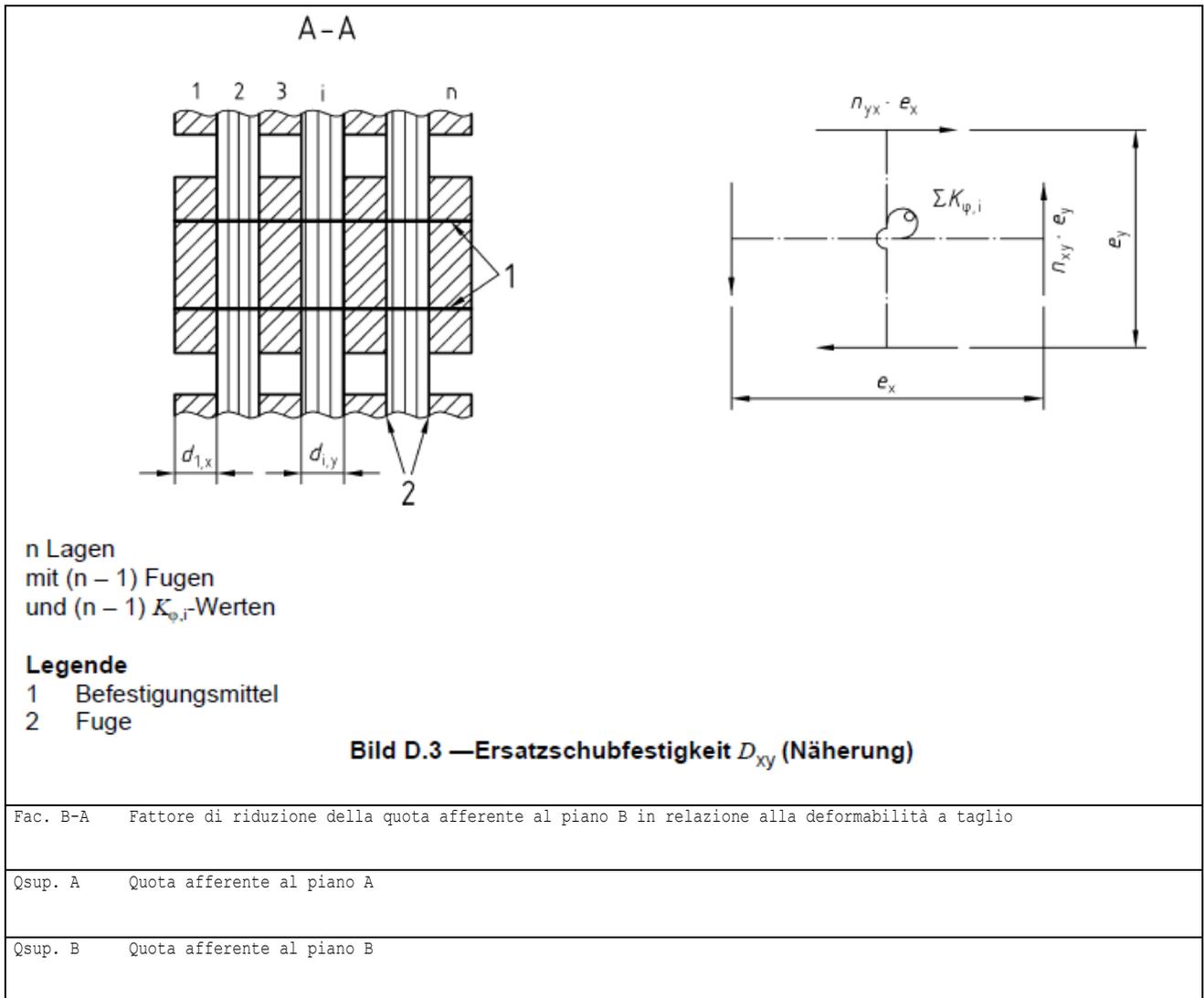
**(6) Bei an den Schmalseiten nicht verklebten Brettlagen sind die Klebflächen der Brettlagen analog zu D.3 für ein Torsionsmoment  $M_\phi$  zu bemessen.**

$$M_\phi = \frac{e_x \cdot e_y \cdot n_{xy}}{n-1}$$

(D.2)

Bezeichnungen siehe Bild D.3





A chiarimento delle verifiche riportate si precisa quanto segue.

Il programma consente la modellazione di pannelli XLAM con un numero di strati dispari di uguale spessore.

Gli strati sono costituiti da tavole che possono o meno essere incollate lungo il lato lungo.

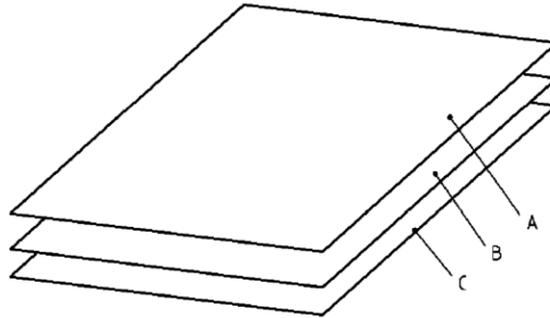
Gli strati sono caratterizzati dai moduli  $E_0$ ,  $G_0$ ,  $E_{90}$ ,  $G_{90}$  e  $G_{ori}$ , rispettivamente in direzione 0 (parallela alle fibre), 90 (ortogonale alle fibre) e orizzontale.

Per convenzione la direzione 0 del pannello è quella parallela alle fibre del primo (e ultimo) strato. La direzione 0 pertanto ha caratteristiche di resistenza e rigidità superiore alla direzione 1. Il programma ipotizza che la direzione 0 sia verticale per i setti e inclinata rispetto all'asse X per i gusci (inclinazione settabile da criterio di progetto). In fase di verifica non esiste interazione tra direzione 0 e 1.

La peculiarità del pannello XLAM è data dalla presenza di strati molto deformabili a taglio ( $G_{90}$  è di un ordine di grandezza inferiore a  $G_0$ ) così da invalidare l'ipotesi di conservazione delle sezioni piane. L'appendice D della DIN 1052 (D)-2008 fornisce indicazioni per la valutazione delle rigidità e delle tensioni sui pannelli XLAM, anche considerando la cedevolezza a taglio degli strati. In sostanza le azioni di piastra vengono ripar-



tite su due piani ideali A e B mentre le azioni di lastra sono riportate sul piano ideale C (FIG. 6). La deformabilità a taglio regola la ripartizione tra i piani A e B. Utilizzando il riferimento tecnico dell'Università di Monaco "Teilprojekt 15 - TP 15 Flächen aus Brettstapeln, Brettsper Holz und Verbundkonstruktionen" si è implementato l'algoritmo di ripartizione indicato al cap. 5.4.2.3 basato sull'analogia del taglio per carico sinusoidale. In base a questa analogia la quota di carico afferente al piano B viene ridotta in funzione delle caratteristiche statiche del pacchetto di strati e della luce del pannello nella direzione di studio.



**FIGURA 1:INDICAZIONE DEI PIANI**

Per entrambe le direzioni 0 e 1 si avranno 8 componenti di sollecitazione:

- momento flettente ripartito su piano A e piano B;
- momento torcente ripartito su piano A e piano B;
- taglio ortogonale ripartito su piano A e piano B;
- sforzo normale su piano C;
- taglio membranale su piano C.

Inoltre:

- nel caso in cui le tavole siano incollate:
  - il momento di incollaggio è nullo;
  - il momento torcente viene ripartito sul piano A e B e verificato per la parte competente allo strato e al pannello (quota di Steiner);
  - la resistenza al taglio di piano è offerta dall'intero spessore del pannello;
  - la dimensione "a" di fig. 16 par. 8.9.3 DIN 1052 (D) è identica nelle due direzioni;
- in caso contrario:
  - il momento di incollaggio viene computato secondo DIN D.26;
  - il momento torcente non viene verificato;
  - la resistenza al taglio di piano è offerta dallo spessore del pannello ridotto del 75%;
  - E90 DEVE ESSERE ASSUNTO PARI 0 (gli strati esterni si trascurano per tutti gli effetti in direzione debole);



- la dimensione "a" di fig. 16 par. 8.9.3 DIN 1052 (D) è minore in direzione (1).

Le verifiche V.127, V.128, V.545, V129 (ossia le verifiche per le tensioni normali e tangenziali) sono effettuate per gli strati pari in direzione 0 e per gli strati dispari in direzione 1 (ovvero gli strati con E0), le verifiche V130 e V131 sono effettuate per gli strati pari in direzione 1 e per gli strati dispari in direzione 0 (ovvero gli strati con G90).

La verifica semplificata a presso/tenso-flessione V.545 (come da riferimento tecnico d'el'Università di Monaco Tp 15.) NON è stata eseguita, in quanto sarebbe sostitutiva delle precedenti; pertanto la relativa colonna nei tabulati dei risultati riporterà il valore 0.0.

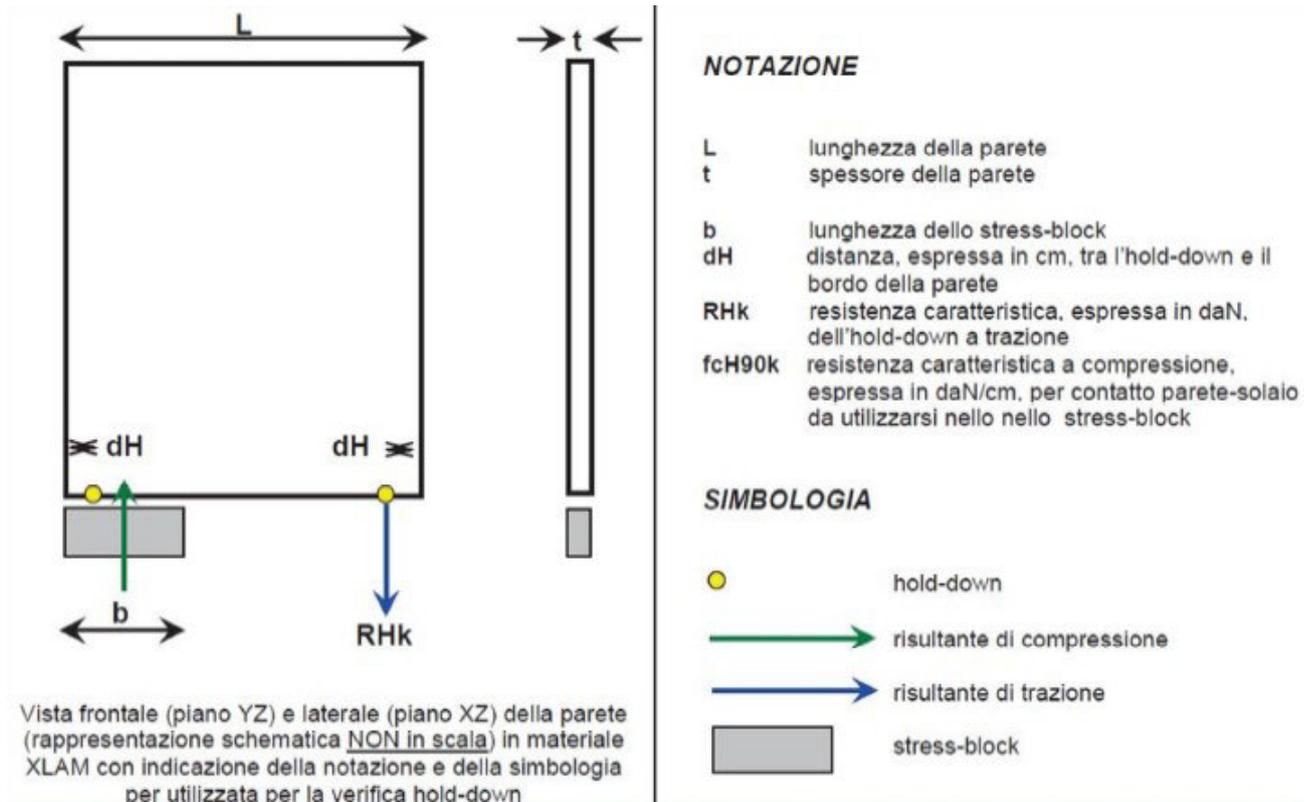
Per quanto riguarda le verifiche dei collegamenti dei singoli pannelli componenti una parete XLAM il software procede come segue:

- verifica dei connettori al piede, in testa o sul lato:  $\left(\frac{V}{L}\right) / \left(\frac{r_{vk} \cdot k_{mod}}{\gamma_{connessioni}}\right) \leq 1$

con:

- V taglio agente nella direzione del pannello lungo cui si sta eseguendo la verifica;
- L lunghezza del pannello nella direzione di verifica;
- $r_{vk}$  resistenza caratteristica per unità di collegamento dei connettori (pedice p=piede, l=lato, t=testa), valutata dividendo la resistcaratteristica enza complessiva dei connettori presenti per L;
- $k_{mod}$  coefficiente specificato al § 1 della presente relazione;
- $\gamma_{connessioni}=1.50$  da Tab.4.4.III.

- verifica dei collegamenti hold-down:  $\left(\frac{M_d}{M_u}\right) \leq 1$



Il software ipotizza un diagramma a stress-block delle tensioni alla base del pannello e valuta il rapporto tra il momento sollecitante agente nel piano del pannello e quello resistente, valutato come segue:

- $R_{hd} = R_{hk} \cdot \frac{k_{mod}}{\gamma_{connessioni}}$  resistenza di progetto del singolo connettore hold-down, con RHk valore caratteristico corrispondente, impostato tramite criterio di progetto a seconda del modello di connettore scelto;
- $C = R_{hd} + N$  risultante della forza di compressione agente alla base del pannello;
- $M_U = C \cdot \left( L - d_h - \frac{b}{2} \right) - N \cdot \left( \frac{L}{2} - d_h \right)$ , con dH distanza del collegamento hold-down dal bordo del pannello, L larghezza del pannello e b larghezza della zona compressa, valutata come  $b = \frac{c}{t \cdot f_{ch90k}}$ .

Ai fini della verifica a taglio di piastra, è consentita una verifica semplificata che affida al piano B l'intero taglio e determina la tensione tangenziale dividendo il taglio per la dimensione "a" di fig. 16 par. 8.9.3.

Il programma prevede a scelta dell'utente questa possibilità.

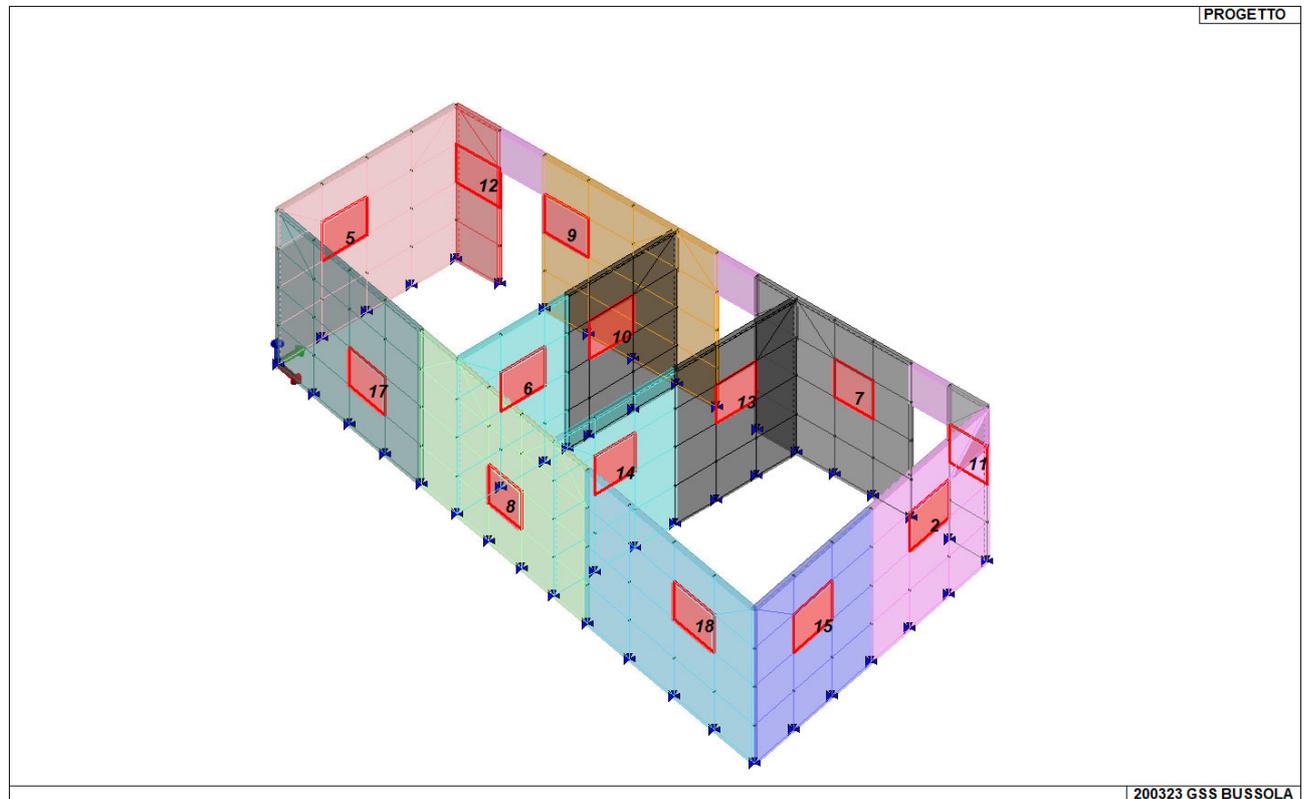
Si sottolinea che le sei verifiche sono espresse dal rapporto tra domanda e capacità, affinché la verifica sia positiva il rapporto deve essere inferiore o uguale a 1. La capacità è affetta dal termine kmod, espressione della classe di servizio e della durata dei carichi (si considera a livello di combinazione il caso di carico



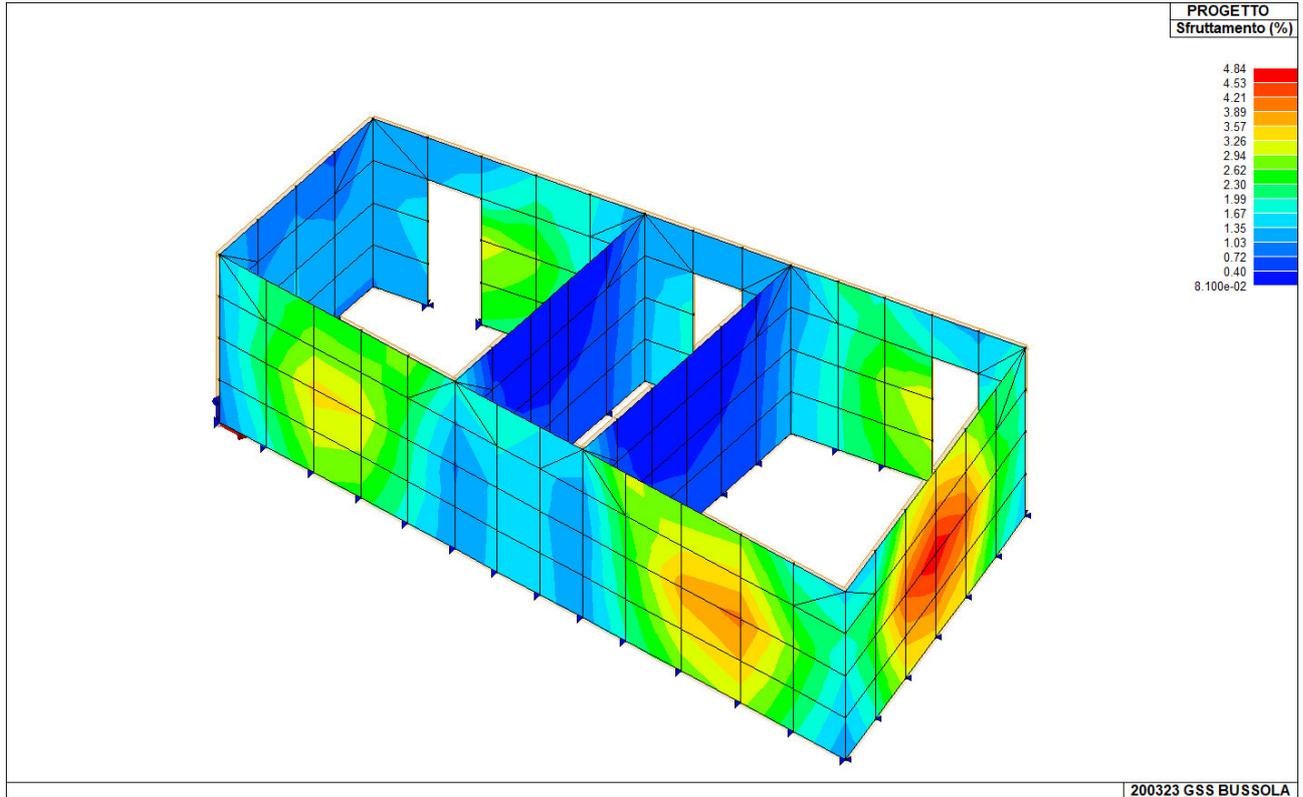
di minor durata).

Ogni parete è individuata da un macroelemento. Nei tabulati sono presenti le verifiche per ogni macro elemento.

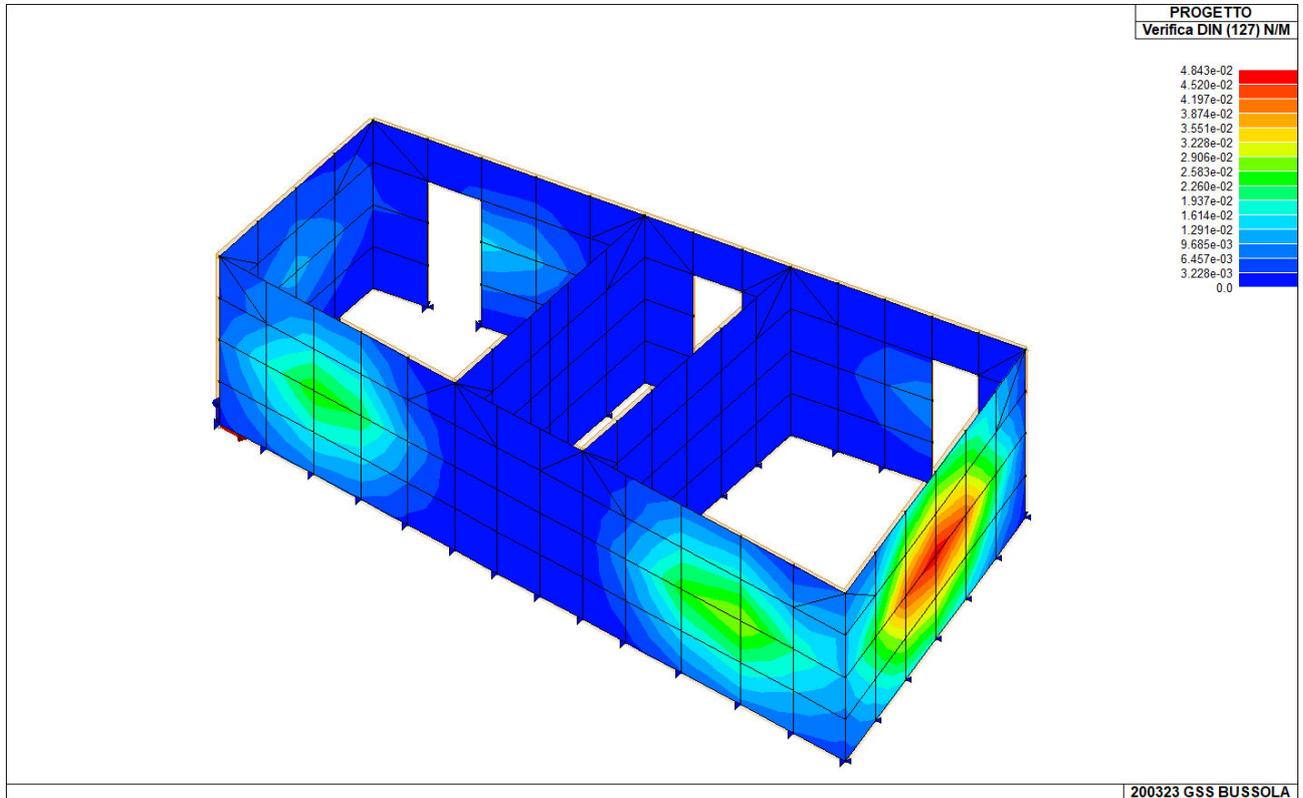
Si riporta la numerazione delle macro per le diverse pareti X-LAM utilizzate nel modello.



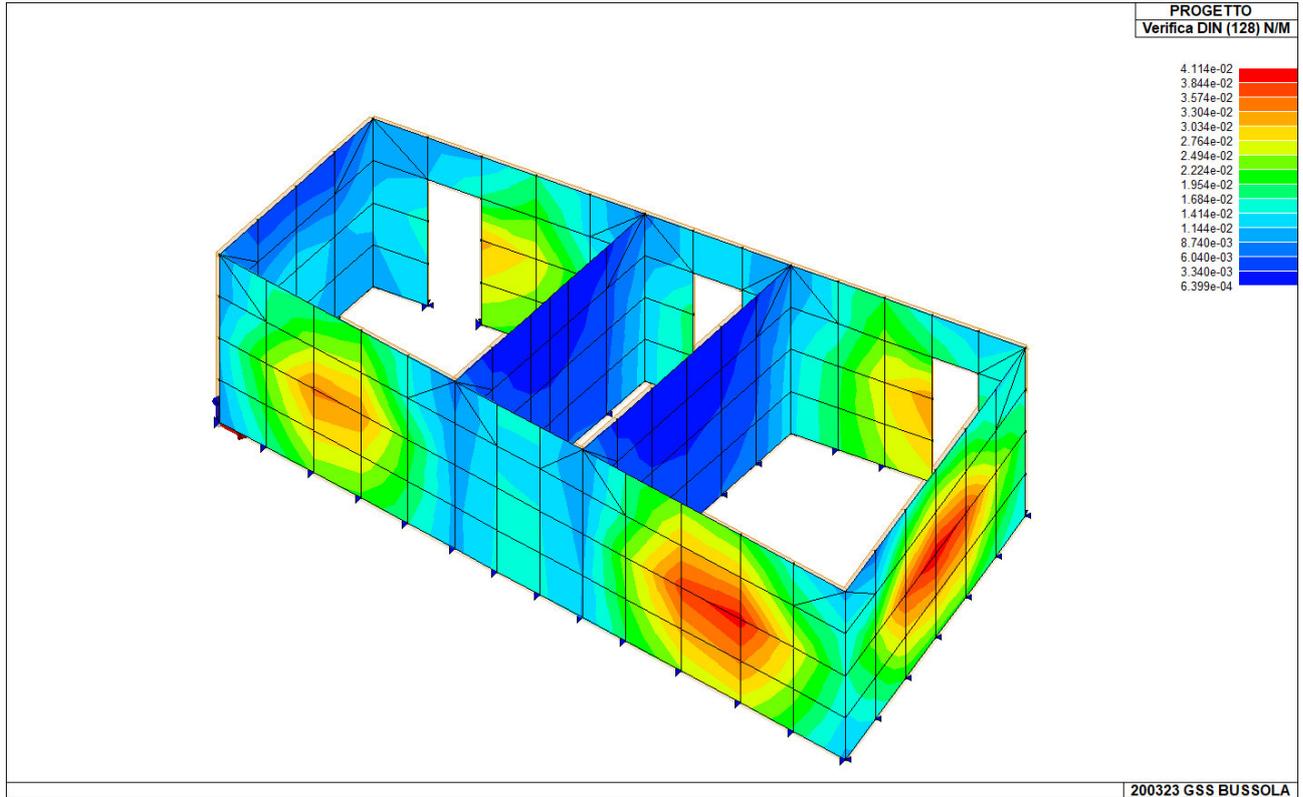
Si riportano le restituzioni grafiche delle verifiche delle pareti. Le verifiche risultano soddisfatte se inferiori all'unità.



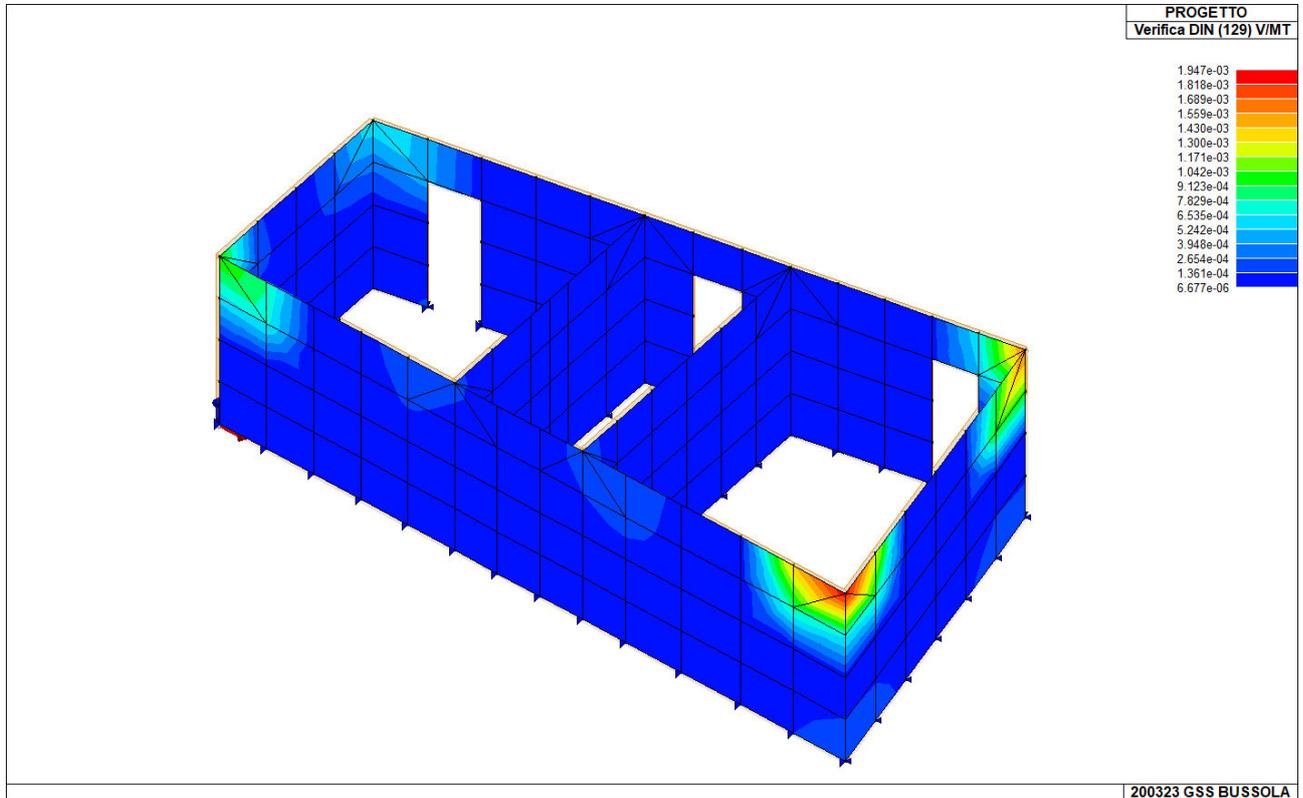
PERCENTUALE SFRUTTAMENTO - DIREZ. PRINCIPALE



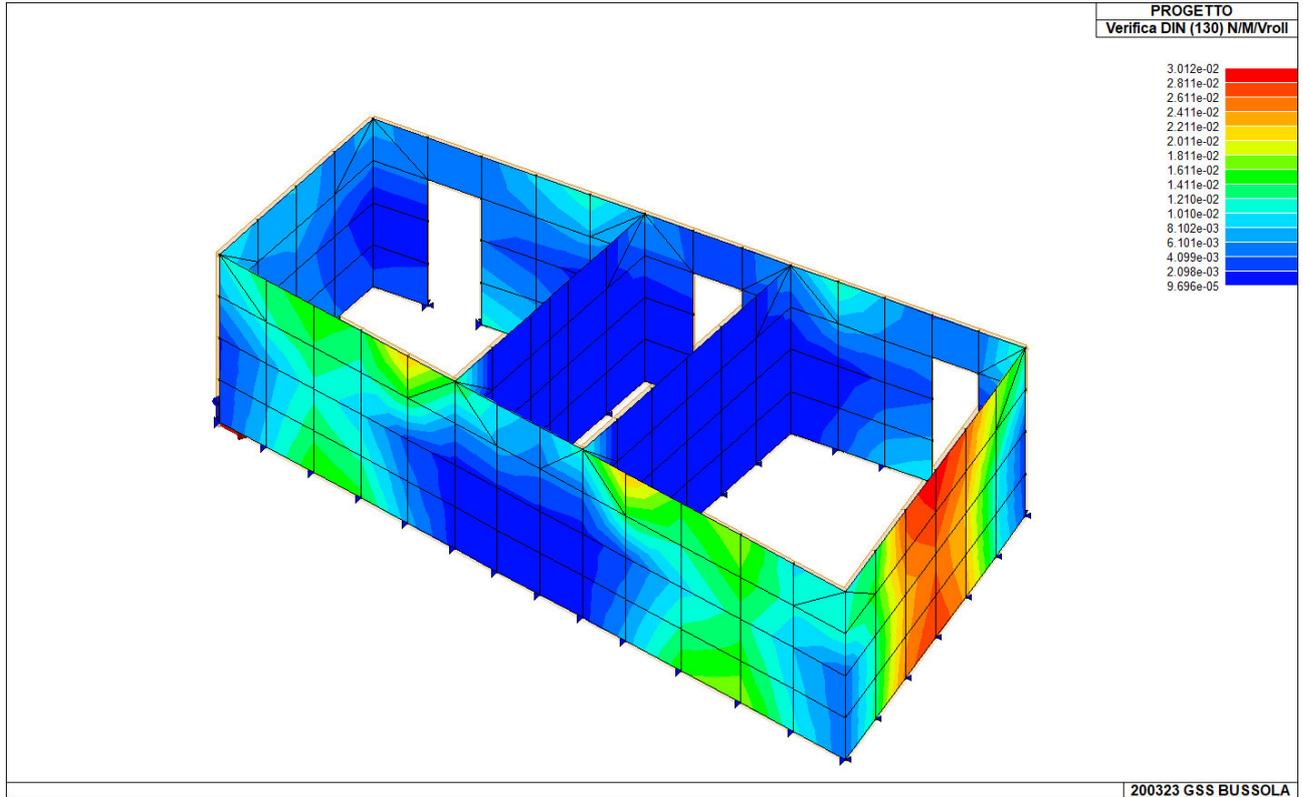
VERIFICA DIN N+/M - DIREZ. PRINCIPALE



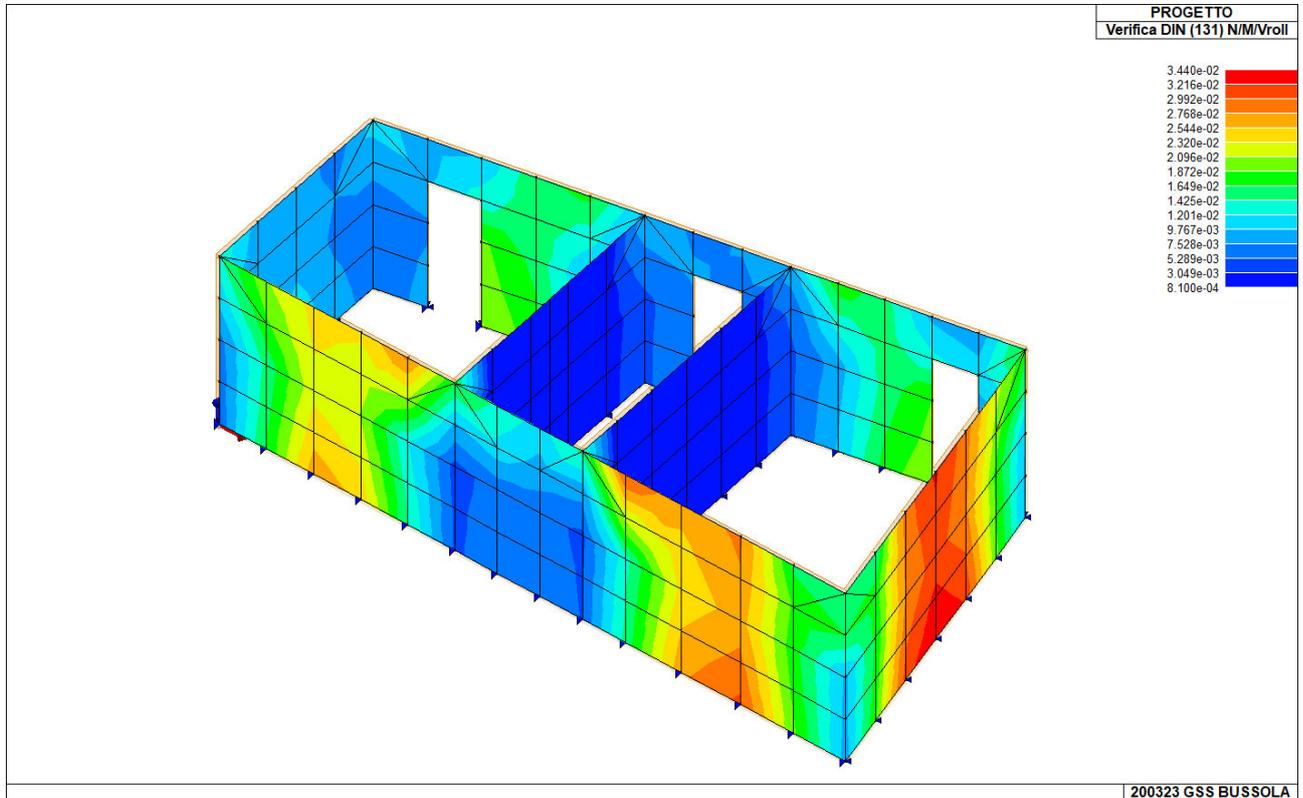
VERIFICA DIN N-/M - DIREZ. PRINCIPALE



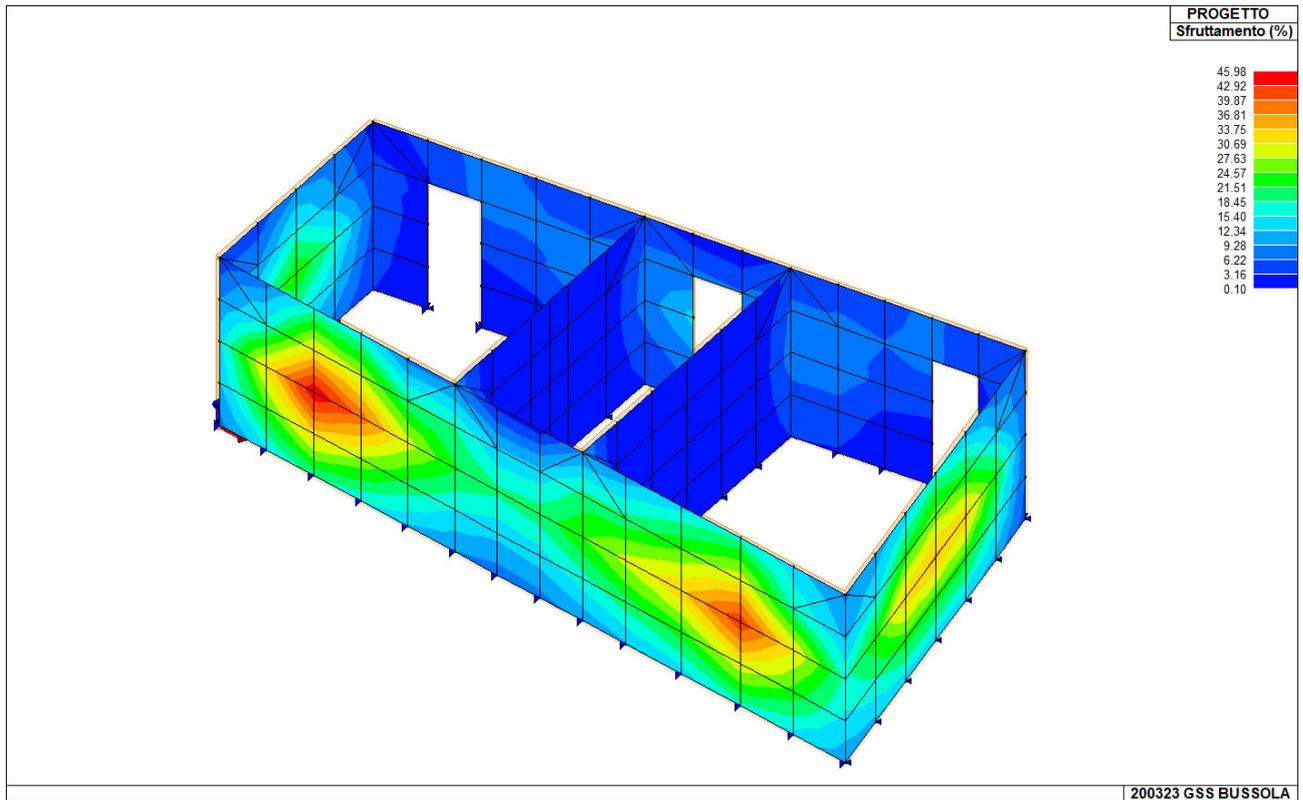
VERIFICA DIN V/MT - DIREZ. PRINCIPALE



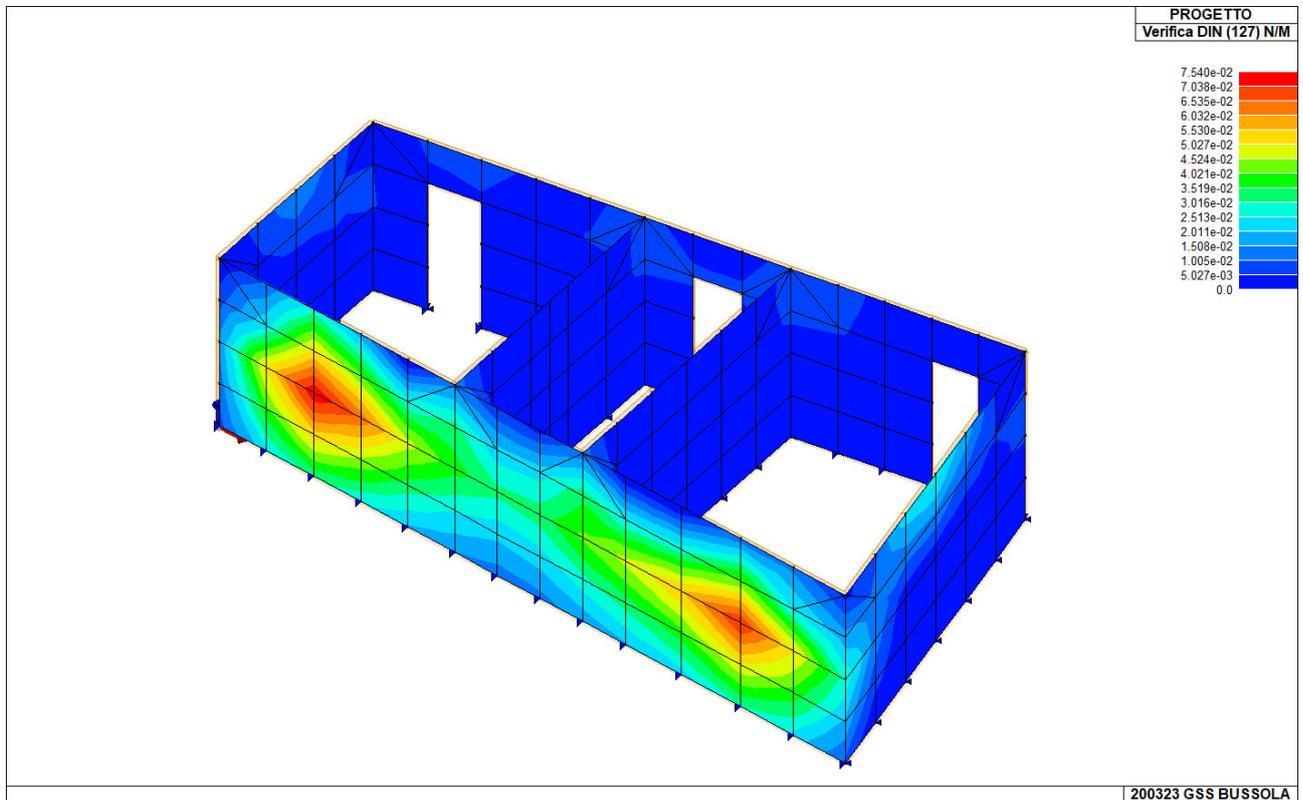
VERIFICA DIN N+/M/ROLL - DIREZ. PRINCIPALE



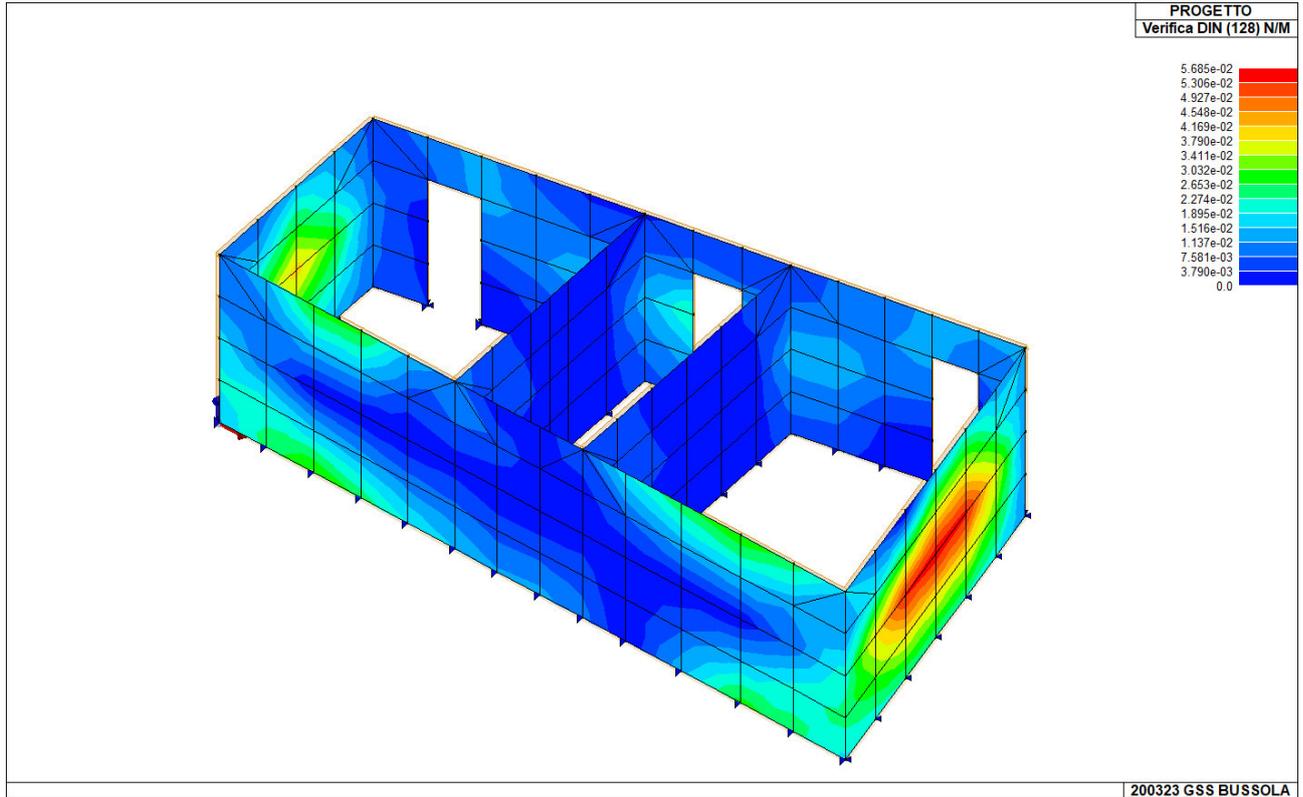
VERIFICA DIN N-/M/ROLL - DIREZ. PRINCIPALE



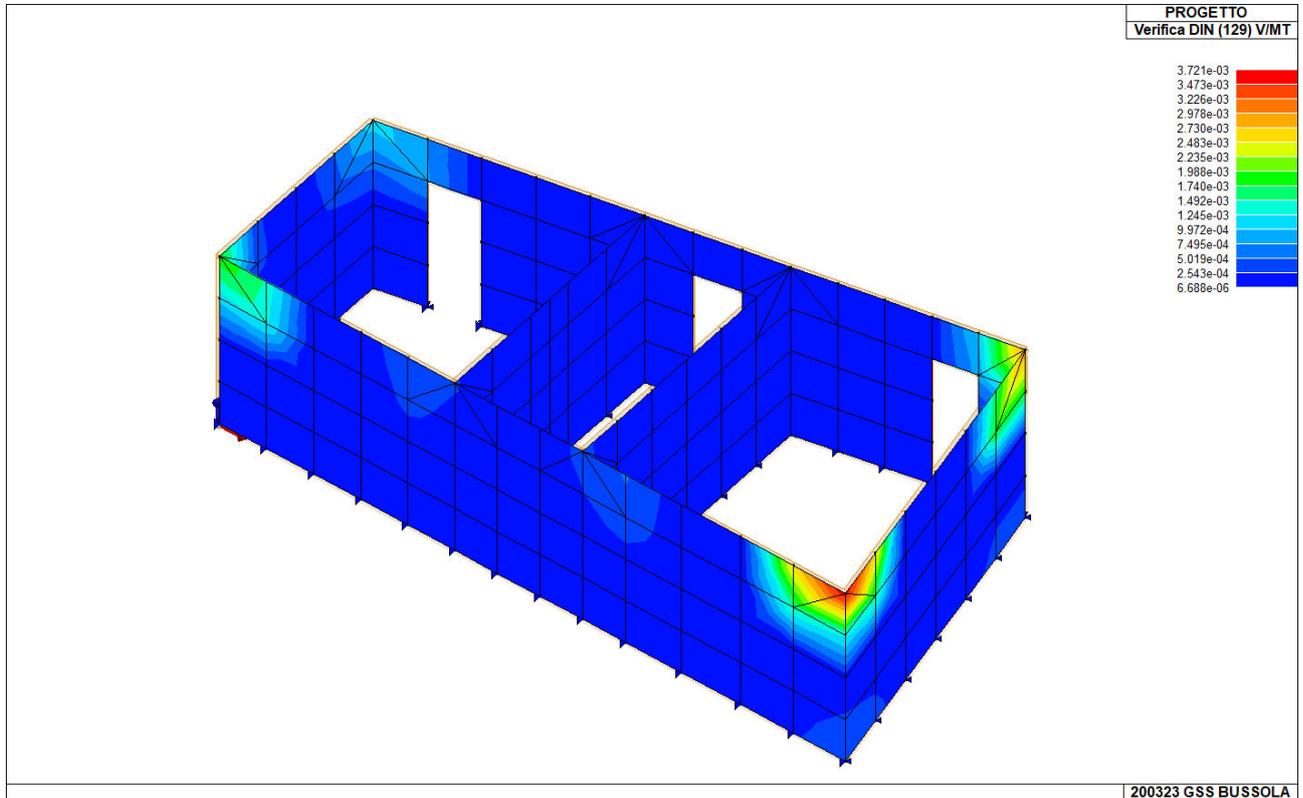
PERCENTUALE SFRUTTAMENTO - DIREZ. SECONDARIA



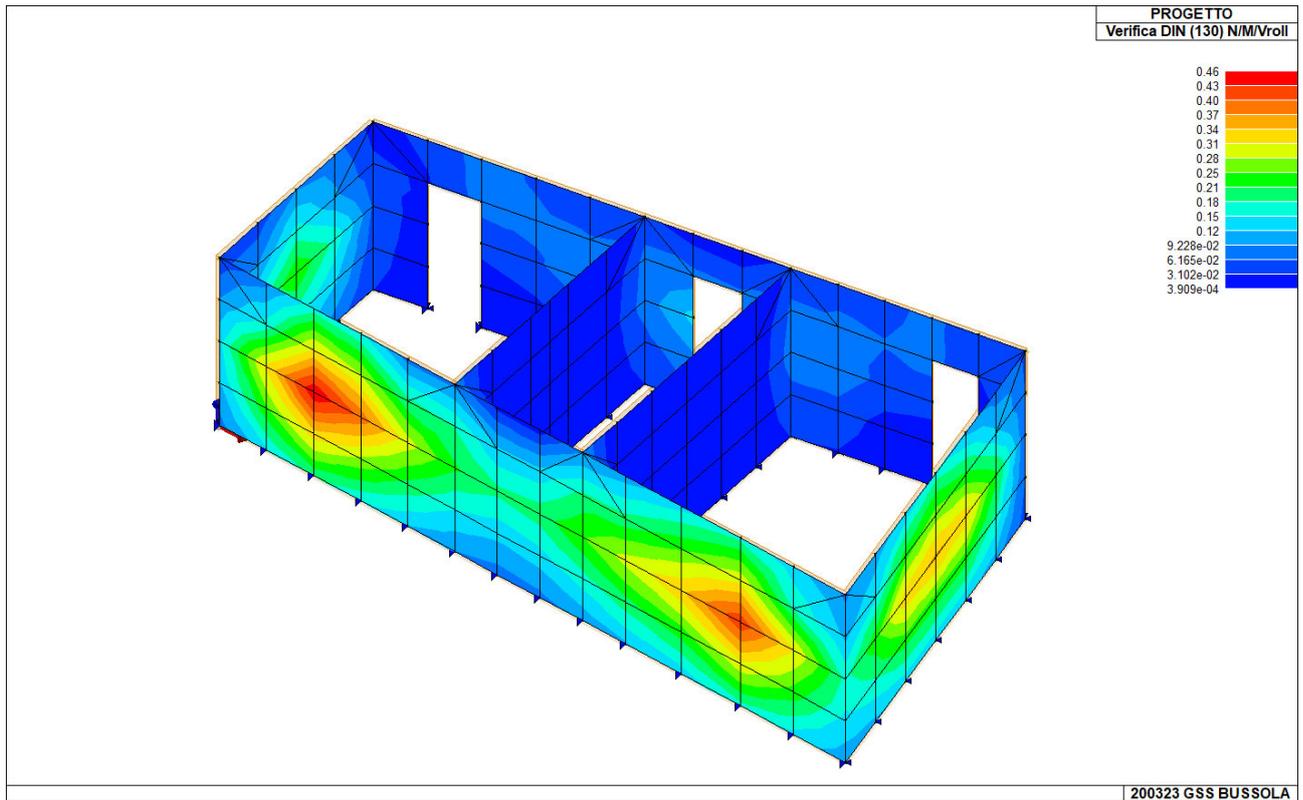
VERIFICA DIN N+/M - DIREZ. SECONDARIA



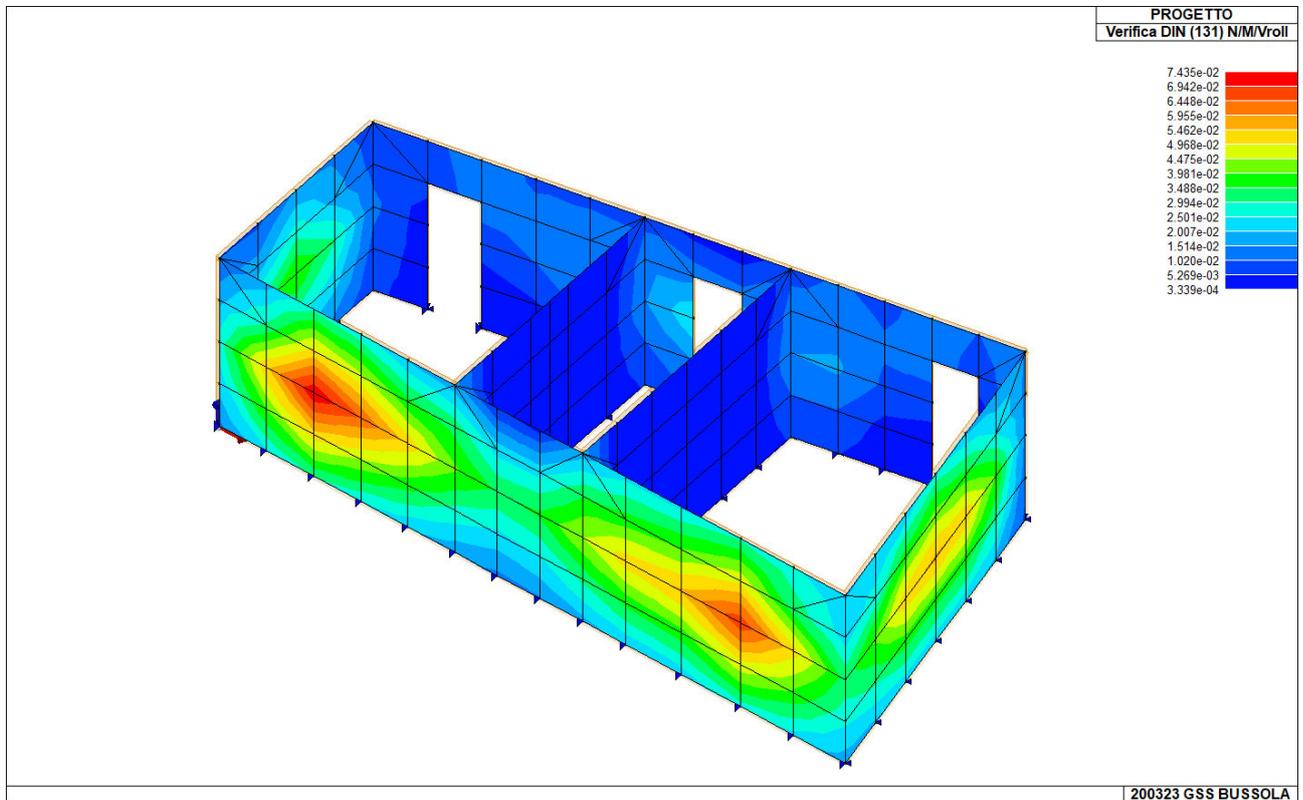
VERIFICA DIN N-/M - DIREZ. SECONDARIA



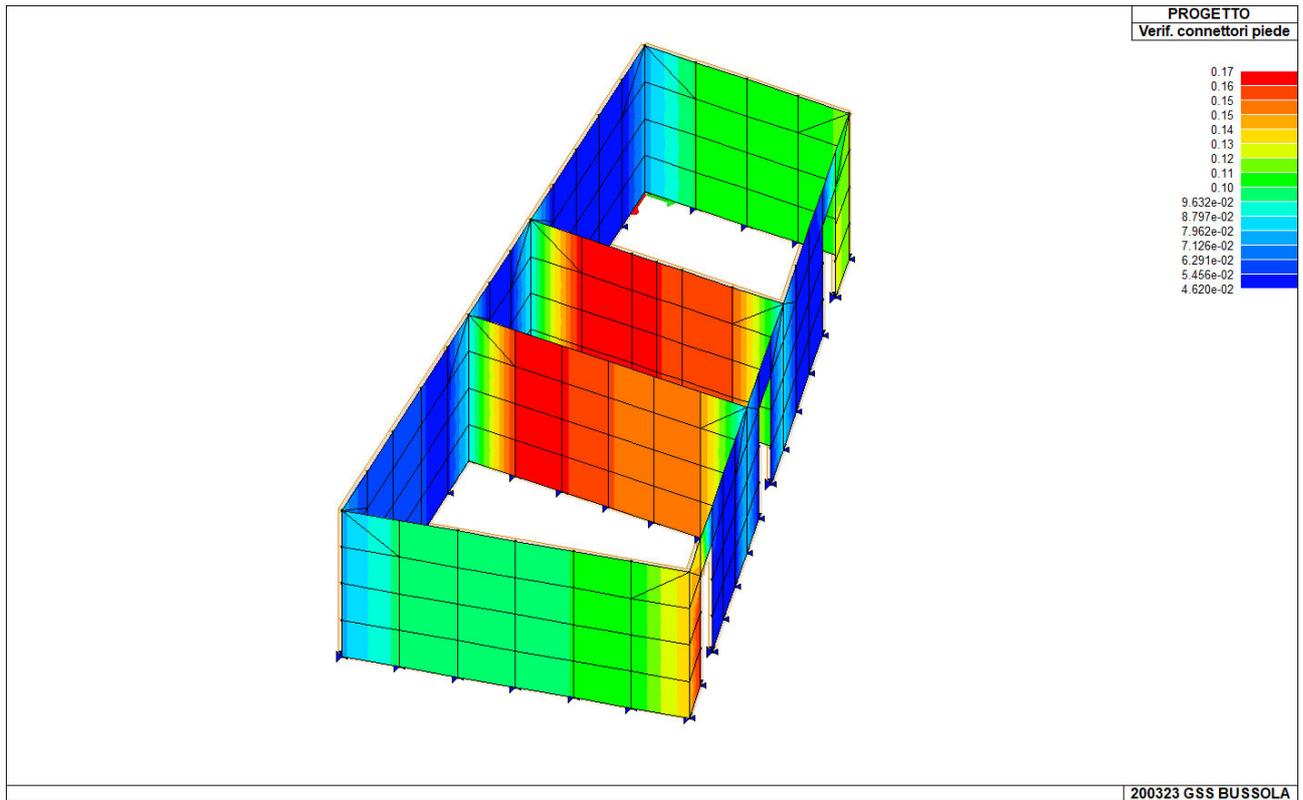
VERIFICA DIN V/MT - DIREZ. SECONDARIA



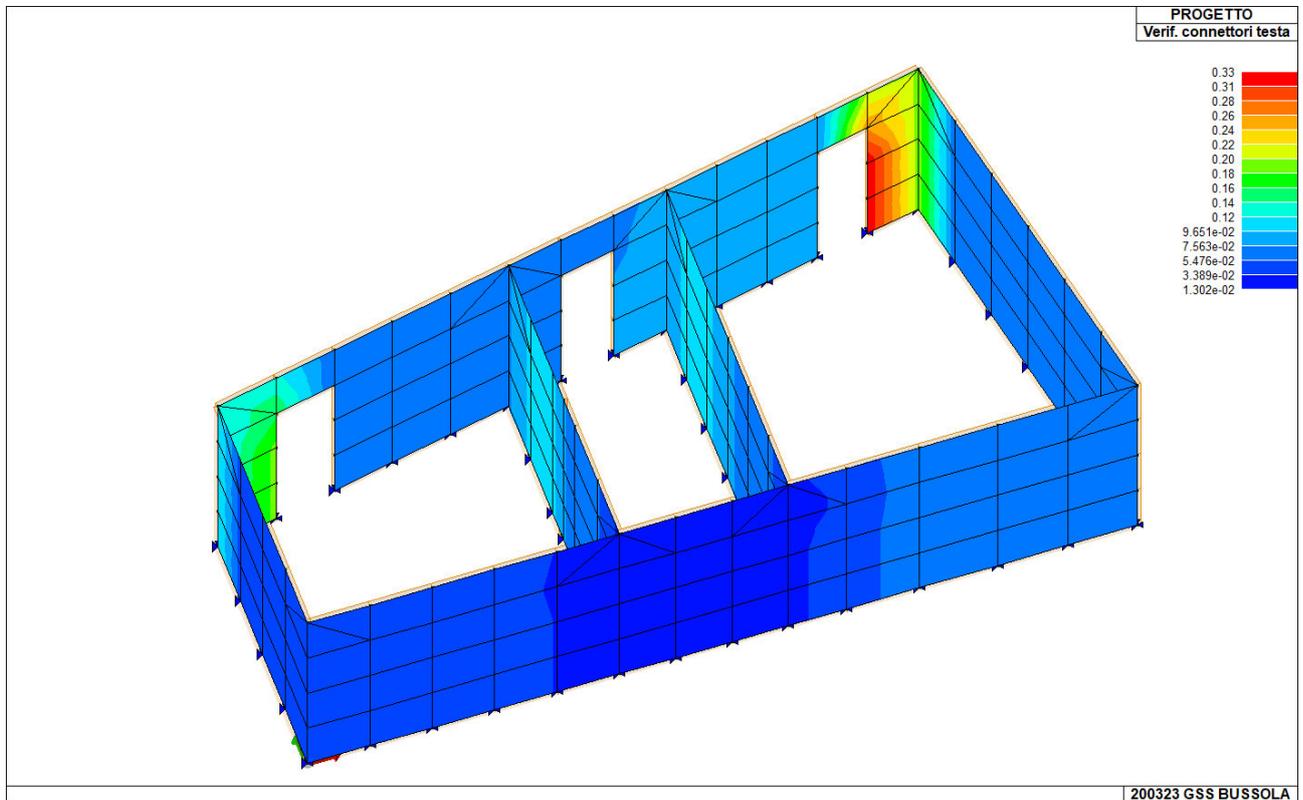
VERIFICA DIN N+/M/ROLL - DIREZ. SECONDARIA



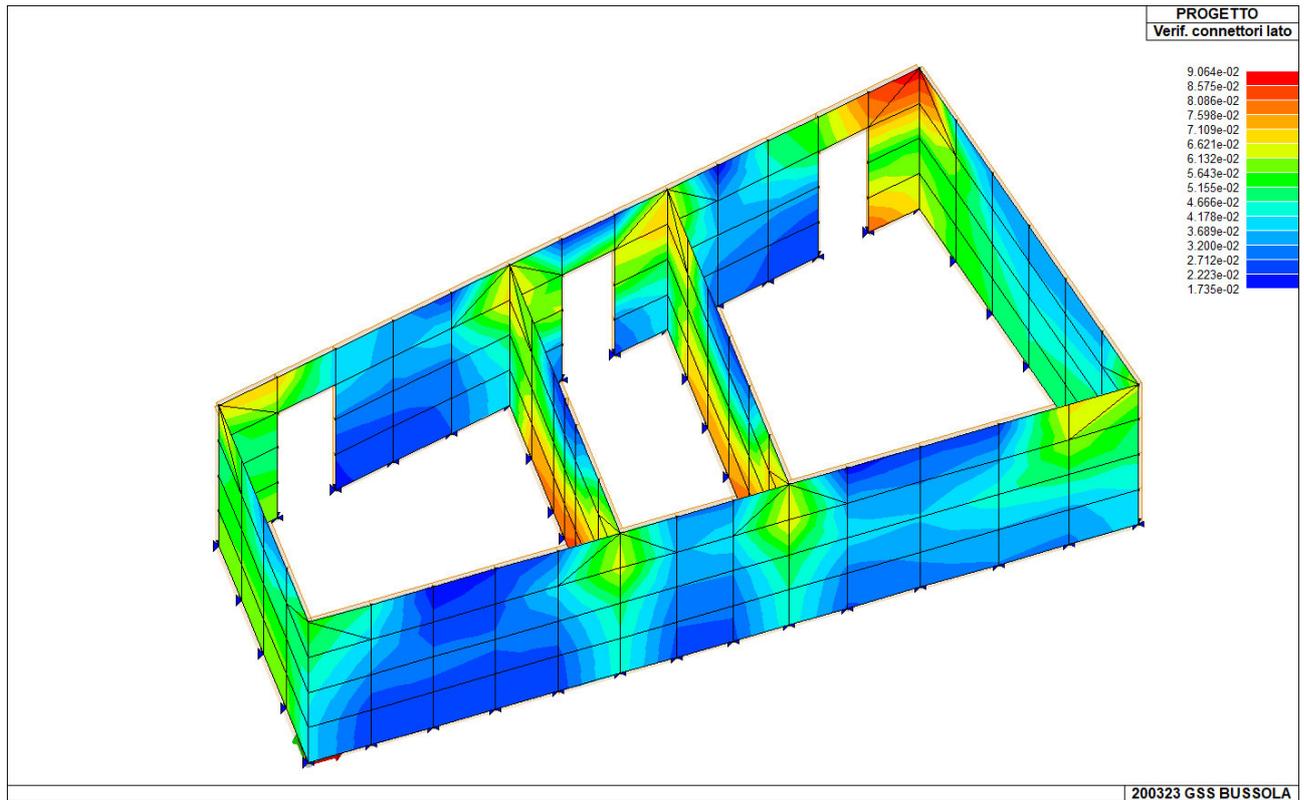
VERIFICA DIN N-/M/ROLL - DIREZ. SECONDARIA



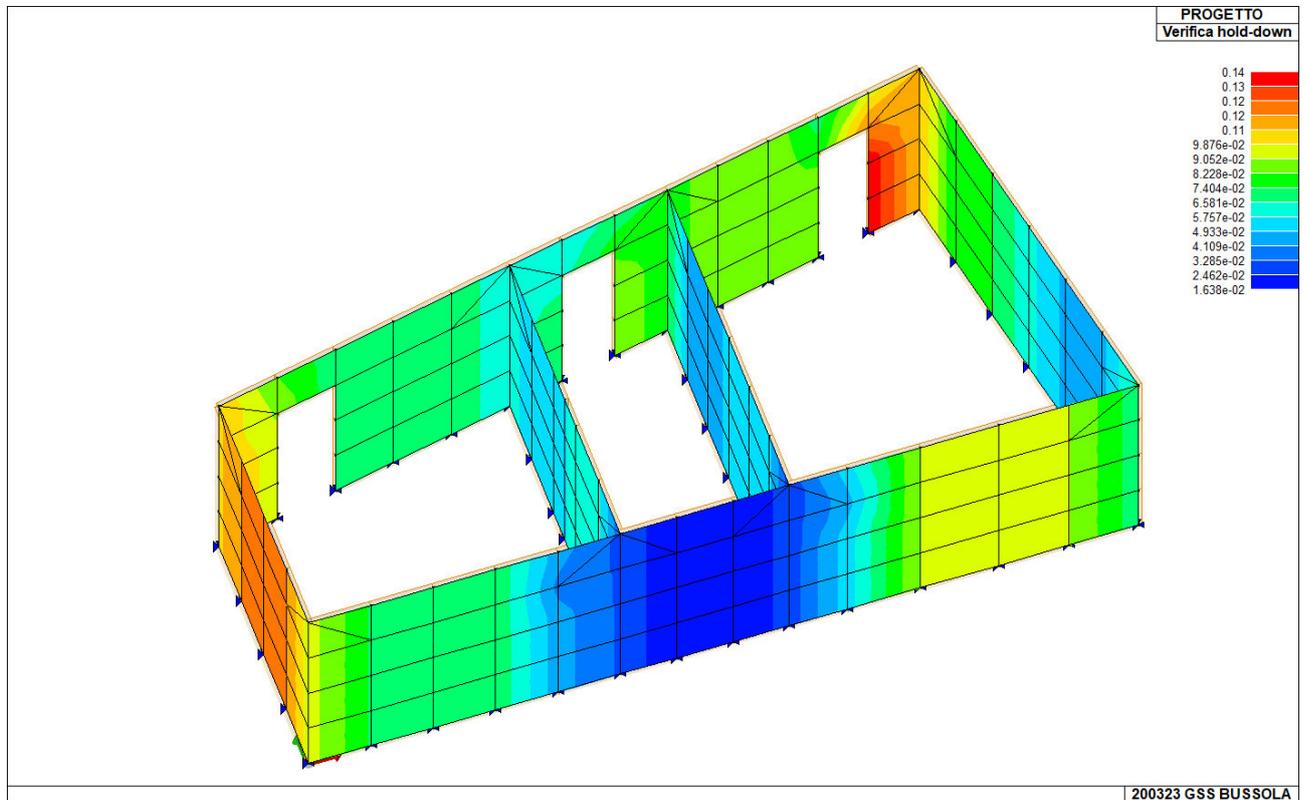
VERIFICA CONNETTORI AL PIEDE



VERIFICA CONNETTORI TESTA



VERIFICA CONNETTORI LATO



VERIFICA HOLD DOWN

**Tutte le verifiche risultano inferiori all'unità quindi sono SODDISFATTE.**



A titolo di esempio si riporta la tabella delle verifiche per il pannello 5.

Setto	Mat.	N. strati	Spessore	Incoll.	Stato
			cm		
5	Legno E = 1.260e+05 XLAM Pannelli verticali ortotropi (XLAM -1- vert)	3	10.0	SI	ok

V. connes.	V. piede	Azione V	Rif. cmb	V. testa	Azione V	Rif. cmb	V. h-d	Azione N	Azione M	Rif. cmb
		daN			daN			daN	daN cm	
ok	0.11	492.2	42	0.05	225.5	42	0.12	-757.7	-5.747e+04	43

Nodo	V. 127	V. 128	V. 545	Rif. cmb	V. 129	V. 130	V. 131	Rif. cmb	V. D.26	Rif. cmb	Fac. B-A	Qsup. A	Qsup. B
1	0.0	7.61e-03	0.0	0,17,0	5.18e-05	1.77e-03	4.91e-03	42,17,17	0.0	0	0.0	0.0	0.0
	0.0	0.01	0.0	0,17,0	8.88e-05	0.06	0.01	17,20,17			0.0	0.0	0.0
2	6.87e-04	6.69e-03	0.0	20,17,0	5.32e-05	1.60e-03	4.39e-03	41,16,17	0.0	0	0.90	0.10	0.90
	0.0	0.01	0.0	0,17,0	8.45e-05	0.06	0.01	17,20,17			0.0	0.0	0.0
9	3.36e-03	9.19e-03	0.0	19,17,0	5.18e-05	1.77e-03	4.91e-03	42,17,17	0.0	0	0.90	0.10	0.90
	1.40e-04	0.02	0.0	43,18,0	8.88e-05	0.11	0.02	17,20,18			1.00	0.52	0.48
10	0.01	0.02	0.0	20,17,0	5.68e-05	7.32e-03	0.01	42,17,17	0.0	0	0.90	0.10	0.90
	2.96e-04	0.04	0.0	44,18,0	8.88e-05	0.25	0.04	17,18,18			1.00	0.52	0.48
11	2.09e-03	0.01	0.0	20,17,0	5.68e-05	7.32e-03	0.01	42,17,17	0.0	0	0.90	0.10	0.90
	0.0	0.02	0.0	0,17,0	8.88e-05	0.10	0.02	17,20,18			0.0	0.0	0.0
12	4.51e-03	9.19e-03	0.0	19,17,0	5.08e-05	8.39e-04	4.81e-03	42,19,17	0.0	0	0.90	0.10	0.90
	0.02	0.02	0.0	19,18,0	6.81e-05	0.11	0.02	17,20,18			1.00	0.52	0.48
13	0.01	0.02	0.0	20,17,0	5.08e-05	6.37e-03	9.74e-03	42,20,17	0.0	0	0.90	0.10	0.90
	0.02	0.04	0.0	19,18,0	6.81e-05	0.25	0.04	17,18,18			1.00	0.52	0.48
14	4.73e-03	7.98e-03	0.0	19,17,0	3.53e-04	7.87e-03	0.01	17,19,18	0.0	0	0.90	0.10	0.90
	0.02	0.02	0.0	19,18,0	5.86e-04	0.11	0.02	17,18,18			1.00	0.52	0.48
15	0.01	0.01	0.0	20,17,0	5.49e-04	8.13e-03	0.01	18,20,18	0.0	0	0.90	0.10	0.90
	0.02	0.04	0.0	15,18,0	1.01e-03	0.24	0.04	18,18,18			1.00	0.52	0.48
16	4.73e-03	7.62e-03	0.0	19,18,0	5.49e-04	7.87e-03	0.01	18,19,18	0.0	0	0.90	0.10	0.90
	3.63e-04	8.57e-03	0.0	43,17,0	1.01e-03	0.05	0.01	18,21,17			1.00	0.52	0.48
17	3.35e-03	3.97e-03	0.0	19,17,0	5.49e-04	8.13e-03	9.33e-03	18,20,17	0.0	0	0.90	0.10	0.90
	0.02	0.02	0.0	15,22,0	1.01e-03	0.10	0.02	18,18,18			1.00	0.52	0.48
18	0.01	0.02	0.0	20,17,0	5.80e-05	7.32e-03	0.01	41,17,17	0.0	0	0.90	0.10	0.90
	1.32e-03	0.04	0.0	44,18,0	5.83e-05	0.25	0.04	41,18,18			1.00	0.52	0.48
19	2.82e-03	0.01	0.0	20,17,0	5.80e-05	7.32e-03	0.01	41,17,17	0.0	0	0.90	0.10	0.90
	3.31e-04	0.02	0.0	44,17,0	5.83e-05	0.10	0.02	41,20,18			1.00	0.52	0.48
20	0.01	0.02	0.0	20,17,0	5.05e-05	6.37e-03	9.74e-03	41,20,17	0.0	0	0.90	0.10	0.90
	1.32e-03	0.04	0.0	44,18,0	5.06e-05	0.25	0.04	41,18,18			1.00	0.52	0.48
21	0.01	0.01	0.0	20,17,0	3.54e-05	8.45e-03	9.74e-03	42,20,17	0.0	0	0.90	0.10	0.90
	0.02	0.04	0.0	15,18,0	3.55e-05	0.25	0.04	42,18,18			1.00	0.52	0.48
22	3.51e-03	3.97e-03	0.0	19,17,0	1.83e-05	8.45e-03	9.47e-03	17,20,17	0.0	0	0.90	0.10	0.90
	0.02	0.02	0.0	15,22,0	2.17e-05	0.10	0.02	17,18,18			1.00	0.52	0.48
23	0.01	0.01	0.0	20,17,0	5.80e-05	7.26e-03	0.01	41,17,17	0.0	0	0.90	0.10	0.90
	2.34e-03	0.04	0.0	44,18,0	8.45e-05	0.25	0.04	17,18,18			1.00	0.52	0.48
24	2.82e-03	0.01	0.0	20,17,0	5.80e-05	7.26e-03	0.01	41,17,17	0.0	0	0.90	0.10	0.90
	3.31e-04	0.02	0.0	44,17,0	8.45e-05	0.10	0.02	17,20,18			1.00	0.52	0.48
25	0.01	0.01	0.0	20,17,0	5.05e-05	6.05e-03	9.37e-03	41,20,17	0.0	0	0.90	0.10	0.90
	3.35e-03	0.04	0.0	44,18,0	6.12e-05	0.25	0.04	17,18,18			1.00	0.52	0.48
26	0.01	0.01	0.0	20,17,0	6.06e-04	8.45e-03	9.47e-03	17,20,17	0.0	0	0.90	0.10	0.90
	0.01	0.04	0.0	15,18,0	1.03e-03	0.25	0.04	17,18,18			1.00	0.52	0.48
27	5.78e-03	5.60e-03	0.0	20,17,0	3.00e-04	8.45e-03	9.47e-03	18,20,17	0.0	0	0.90	0.10	0.90
	0.01	0.01	0.0	15,18,0	5.54e-04	0.08	0.01	18,18,18			1.00	0.52	0.48
28	4.04e-03	8.92e-03	0.0	20,17,0	5.32e-05	1.60e-03	4.43e-03	41,16,17	0.0	0	0.90	0.10	0.90
	2.34e-03	0.02	0.0	44,17,0	8.45e-05	0.11	0.02	17,20,17			1.00	0.52	0.48
29	4.04e-03	8.92e-03	0.0	20,17,0	4.58e-05	1.27e-03	4.59e-03	41,20,18	0.0	0	0.90	0.10	0.90
	3.35e-03	0.02	0.0	44,17,0	6.12e-05	0.11	0.02	17,20,17			1.00	0.52	0.48
30	3.53e-03	7.88e-03	0.0	20,17,0	6.06e-04	7.25e-03	8.83e-03	17,18,17	0.0	0	0.90	0.10	0.90
	3.35e-03	0.02	0.0	44,18,0	1.03e-03	0.10	0.02	17,18,18			1.00	0.52	0.48
31	5.78e-03	5.60e-03	0.0	20,17,0	6.06e-04	7.25e-03	8.83e-03	17,18,17	0.0	0	0.90	0.10	0.90
	9.94e-04	8.55e-03	0.0	44,17,0	1.03e-03	0.04	8.61e-03	17,19,17			1.00	0.52	0.48
Nodo	V. 127	V. 128	V. 545		V. 129	V. 130	V. 131		V. D.26				
	0.02	0.04	0.0		1.03e-03	0.25	0.04		0.0				



### 32.1 COLLEGAMENTI PANNELLI XLAM

A titolo di esempio si riporta uno dei criteri di progetto utilizzati per la verifica delle connessioni del pannello 5:

Generalità	
L direzione 1 [*]	1.0 [ cm ]
L direzione 2	0.0 [ cm ]
<input type="checkbox"/> Verifica V da D.38	
<input type="checkbox"/> Verifica M da M.5-45	
<input checked="" type="checkbox"/> Media valori elementi	
Connessioni pareti	
rvpk	24.2 [daN/cm ]
rvtk	25.0 [daN/cm ]
rvlk	49.6 [daN/cm ]
RHk	2200.0 [daN ]
dH	20.0 [ cm ]
fcH90k	20.0 [daN/cm <sup>2</sup> ]

Dove:

- rvpk: resistenza caratteristica a taglio delle connessioni al piede del pannello
- rvtk: resistenza caratteristica a taglio delle connessioni in testa del pannello
- rvlk: resistenza caratteristica a taglio delle connessioni a lato del pannello
- RHk: resistenza caratteristica a trazione del singolo hold - down
- Dh: distanza dal bordo dell'hold down
- fcH90k: resistenza caratteristica a compressione del legno per contatto pannello - solaio



- CONNETTORI AL PIEDE DEL PANNELLO: ROTHOBLOSS TITAN N TCN 240

TITAN TCN240

RESISTENZA LATO LEGNO R<sub>2/3</sub>

configurazione su legno	tipo	fissaggio fori Ø5		VALORI CARATTERISTICI		VALORI AMMISSIBILI
		Ø x L (mm)	n <sub>v</sub> [pz]	R <sub>2/3,k legno</sub> [kN]	V <sub>2/3, adm, legno</sub> (kg)	
chiodi	LBA	Ø4,0 x 60	36	30,3		1320
viti	LBS	Ø5,0 x 50	36	36,3		1580

Nel caso in esempio di un pannello di 3 m -> (36,3/3)\*2(numero connettori al piede) = 24.2 kN/m -> 24.2 kg/cm

- CONNETTORI IN TESTA AL PANNELLO: VITI TIPO ROTHOBLAAS VGZ Ø9 L=160 disposte a 45°. 2\*2 viti al metro.

9	160	65	75	135	137	123	3	40,7	30,3	61
					86	68	1	9,4	22,8	
					131	113	2	17,5	42,6	
	200	85	90	165	176	158	3	25,3	61,3	75
					86	68	1	12,3	22,8	
					131	113	2	22,9	42,6	
240	105	100	190	176	158	3	33,0	61,3	89	
				86	68	1	15,2	22,8		
				131	113	2	28,3	42,6		

2 connessioni al metro = 25 kN → 25 kg/cm

- CONNETTORI AI LATI DEL PANNELLO: VITI TIPO ROTHOBLAAS VGZ Ø7 L=140 disposte a 45°. 2\*8 viti al metro.

7	140	55	65	120	67	53	1	6,2	13,6	53
					102	88	2	11,5	25,4	
					137	123	3	16,6	36,5	
180	75	80	150	67	53	1	8,4	13,6	67	
				102	88	2	15,7	25,4		
				137	123	3	22,7	36,5		

10 connessioni al metro = 6,2 kN\*8 → 49,6kg/cm



- HOLD DOWN: TIPO ROTHOBLOSS WHT 340

	VALORI CARATTERISTICI												
	R <sub>1,k</sub> LEGNO				R <sub>1,k</sub> ACCIAIO			R <sub>1,k</sub> CALCESTRUZZO NON FESSURATO			R <sub>1,k</sub> CALCESTRUZZO FESSURATO		
	configurazione	fissaggio fori Ø5			R <sub>1,k</sub> legno [kN]	rondella	R <sub>1,k</sub> acciaio		ancorante VINYLPRO Ø x L [mm]	R <sub>1,k</sub> ds		ancorante EPOPLUS Ø x L [mm]	R <sub>1,k</sub> ds
tipo		Ø x L [mm]	n <sub>v</sub> [pz]	[kN]			[kN]	γ <sub>acciaio</sub>		[kN]	γ <sub>ds</sub>		[kN]
<ul style="list-style-type: none"> <li>• fissaggio totale</li> <li>• senza rondella</li> <li>• ancorante M16</li> </ul>	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	20	31,4	-	42,0	γ <sub>m0</sub>	M16 x 160	64,84	1,8	M16 x 160 M16 x 190	35,66	1,8
		Ø4,0 x 60	20	38,6								43,95	1,8
	viti LBS	Ø5,0 x 40	20	31,4								35,66	1,8
<ul style="list-style-type: none"> <li>• fissaggio parziale</li> <li>• senza rondella</li> <li>• ancorante M16</li> </ul>	chiodi LBA	Ø4,0 x 40	14	22,0	-	42,0	γ <sub>m0</sub>	M16 x 160	64,84	1,8	M16 x 160 M16 x 190	35,66	1,8
		Ø4,0 x 60	14	27,0								43,95	1,8
	viti LBS	Ø5,0 x 40	14	22,0								35,66	1,8
	Ø5,0 x 50	14	27,0	43,95								1,8	

Nel caso in esempio: 22KN\*1(numero hold down) = 22 kN -> 2200 kg

**SI RIMANDA AGLI ELABORATI GRAFICI PER I DETTAGLI DEI COLLEGAMENTI DEI SINGOLI PANNELLI.**

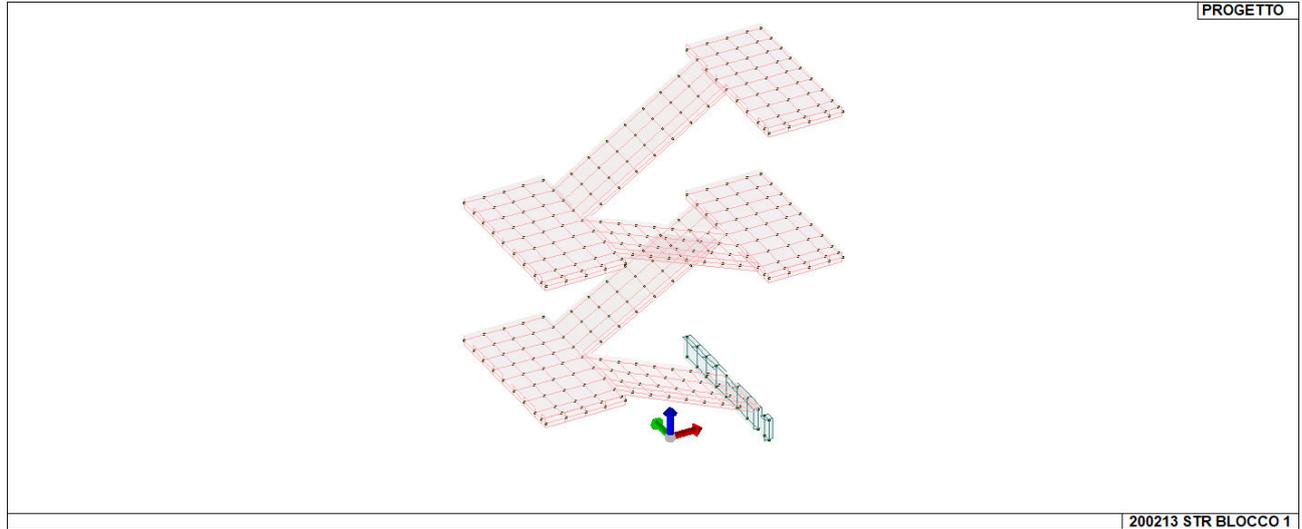


### 33. VERIFICA SCALA

Calcestruzzo: C32/40

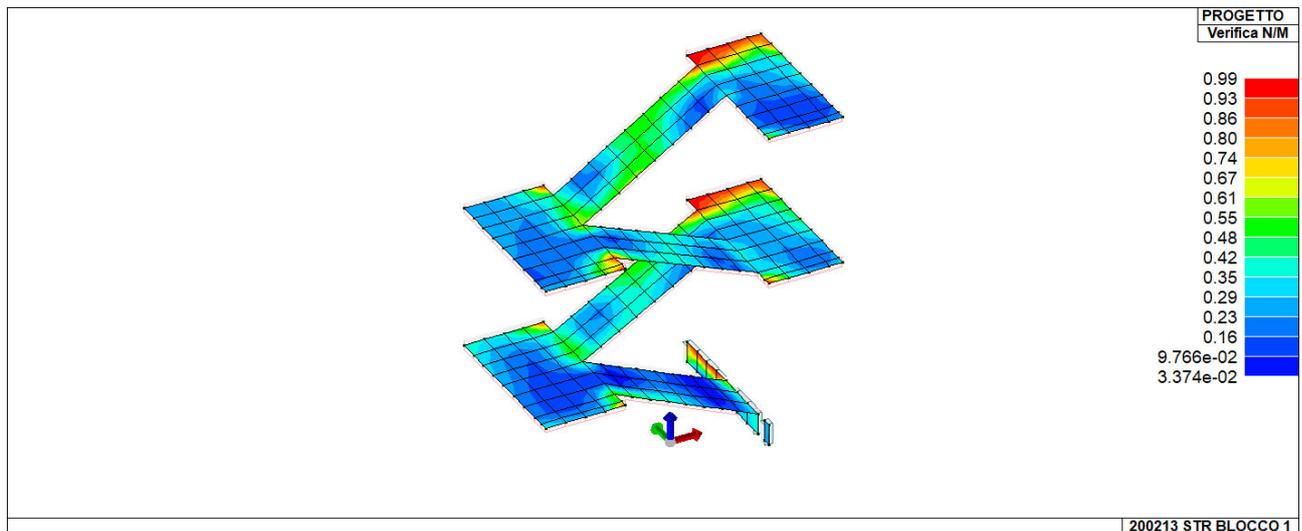
Spessore pianerottoli: 25 cm

Spessore rampe: 20 cm



Si è valutata l'armatura minima come da §4.1.6.1.1 delle NT. L'armatura minima è calcolata come  $A_{s,min} = 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,16\%$  ->  $100*25*0,0016 = 4\text{cm}^2$ ;  $100*20*0,0016 = 3.2\text{cm}^2$ . Si è scelto di utilizzare come armatura di base  $5,65\text{cm}^2$  che corrisponde a  $1\phi 12/20$ .

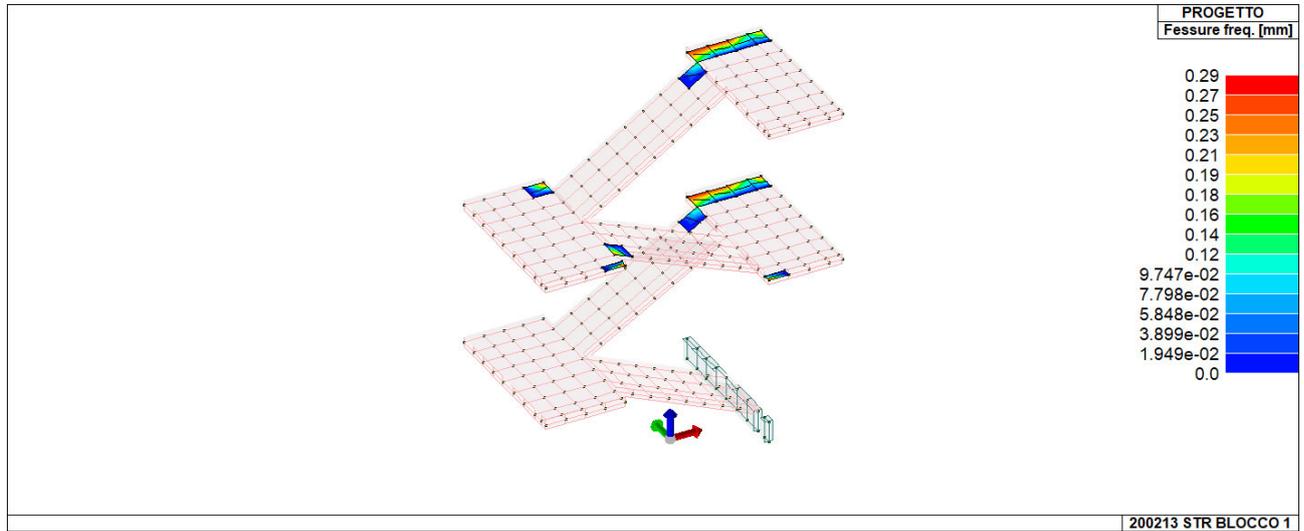
Si riportano i risultati delle verifiche SLU:



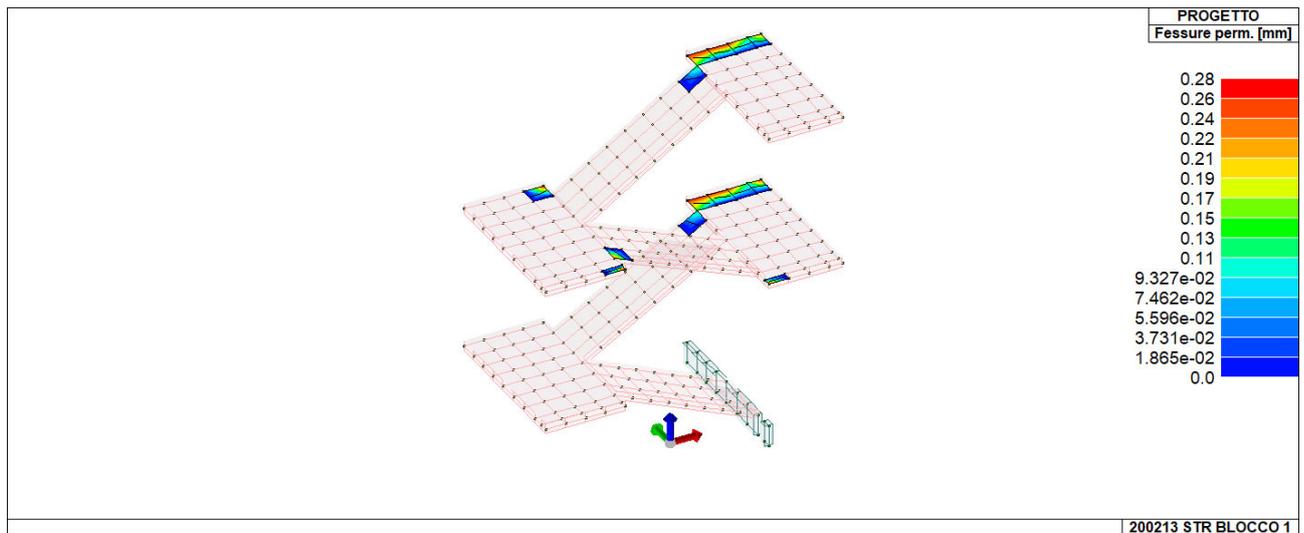
Le verifiche a SLU dei setti risultano soddisfatte.



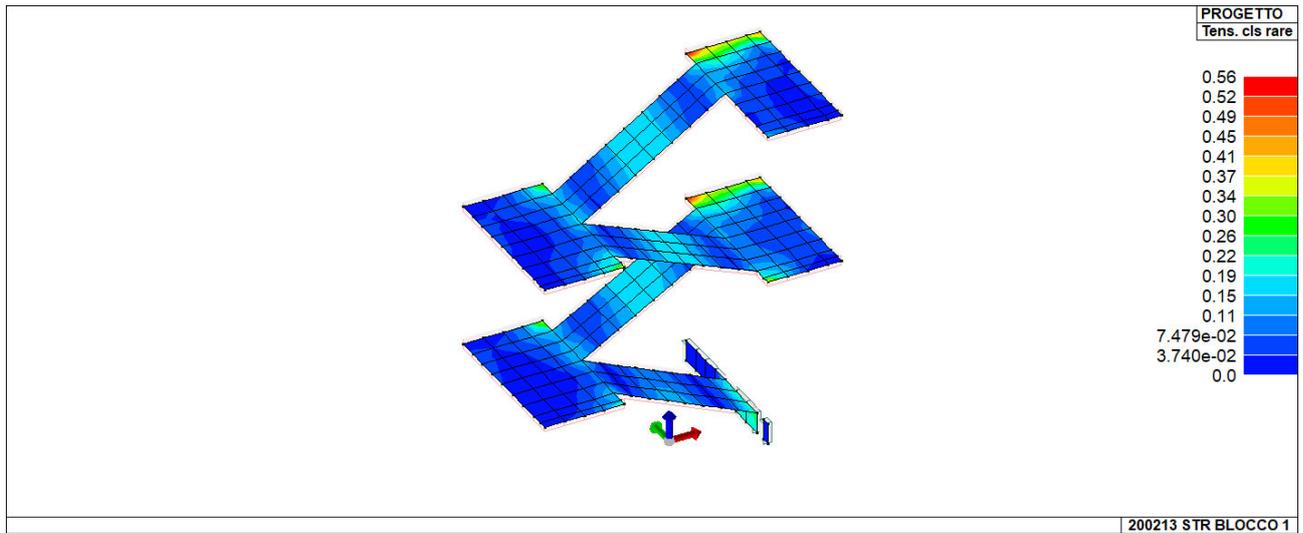
Si riportano i risultati delle verifiche a SLE:



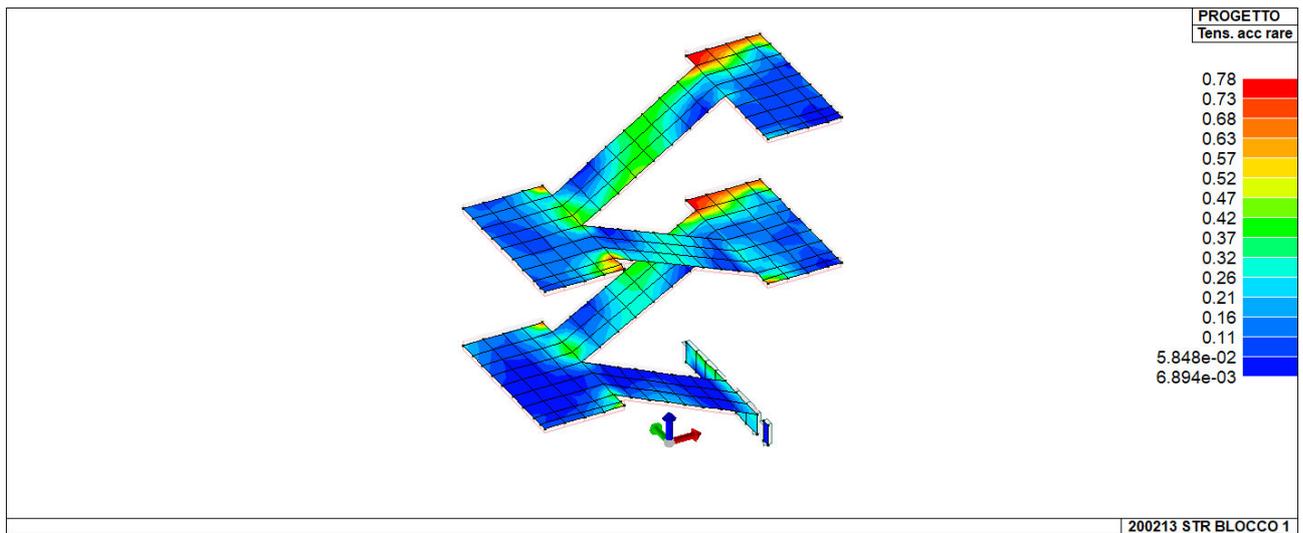
Apertura fessure in combinazione frequente



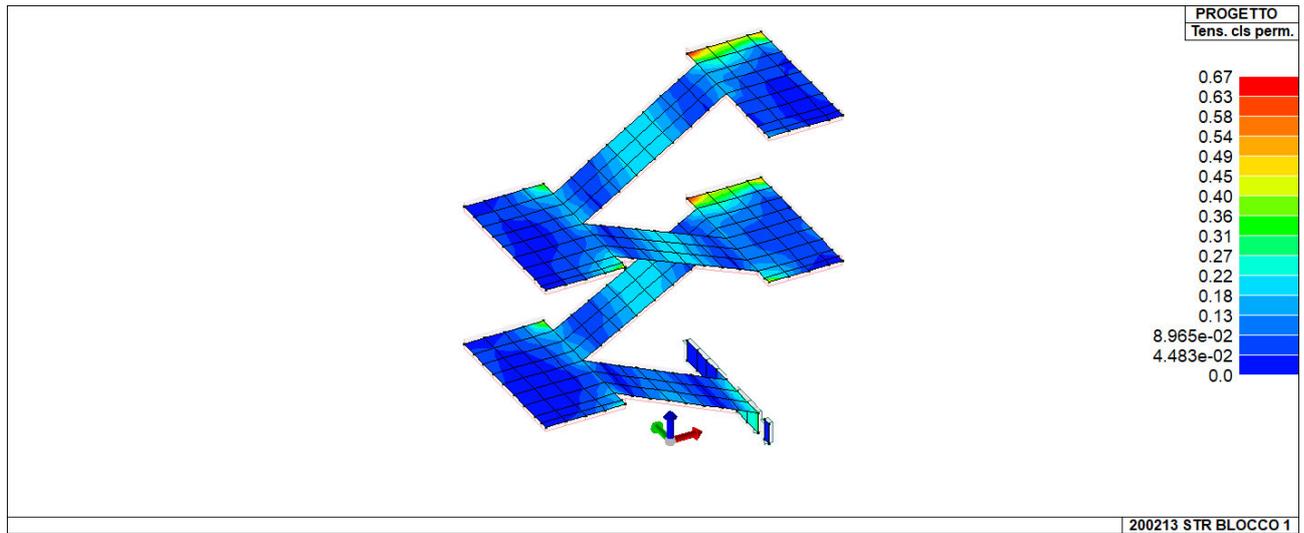
Apertura fessure in combinazione quasi permanente



Verifica limitazione tensioni calcestruzzo in combinazione rara



Verifica limitazione tensioni acciaio in combinazione rara



Verifica limitazione tensioni calcestruzzo in combinazione quasi permanente

L'ampiezza delle fessure e le tensioni in esercizio risultano minori dei limiti di normativa pertanto le verifiche a SLE risultano soddisfatte.

### 34. VERIFICA PARAPETTO

Di seguito si riporta la verifica del parapetto. Il sovraccarico orizzontale applicato pari a 2kN/m è stato ricavato dalla tabella 3.1.II delle NTC 2018.

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
A	<b>Ambienti ad uso residenziale</b>			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	<b>Uffici</b>			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	<b>Ambienti suscettibili di affollamento</b>			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atrii di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00



### 34.1 DESCRIZIONE GENERALE DEL MODELLO NUMERICO

Modellazione della geometria e proprietà meccaniche:	
nodi	48
elementi D2 (per aste, travi, pilastri...)	69
elementi D3 (per pareti, platee, gusci...)	0
elementi solaio	0
elementi solidi	0
Dimensione del modello strutturale [cm]:	
X min =	-100.00
Xmax =	100.00
Ymin =	0.00
Ymax =	0.00
Zmin =	0.00
Zmax =	123.00
Strutture verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Pilastri	SI
Pareti	NO
Setti (a comportamento membranale)	NO
Strutture non verticali:	
Elementi di tipo asta	NO
Travi	SI
Gusci	NO
Membrane	NO
Orizzontamenti:	
Solai con la proprietà piano rigido	NO
Solai senza la proprietà piano rigido	NO
Tipo di vincoli:	
Nodi vincolati rigidamente	SI
Nodi vincolati elasticamente	NO
Nodi con isolatori sismici	NO
Fondazioni puntuali (plinti/plinti su palo)	NO
Fondazioni di tipo trave	NO
Fondazioni di tipo platea	NO
Fondazioni con elementi solidi	NO

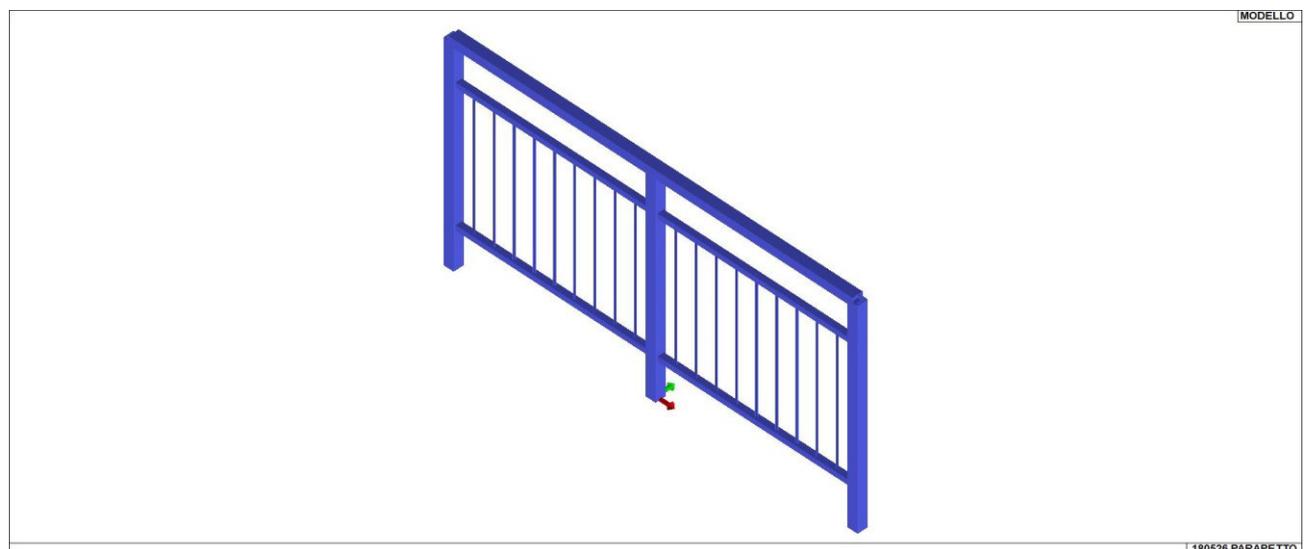


Figura 12 - Modello di calcolo

**34.2 COMBINAZIONI E/O PERCORSI DI CARICO**

Si veda il capitolo "Definizione delle combinazioni" in cui sono indicate le combinazioni di carico adottate e, nel caso di calcoli non lineari, i percorsi di carico seguiti.

Combinazioni dei casi di carico	
APPROCCIO PROGETTUALE	Approccio 2
Tensioni ammissibili	NO
SLU	SI
SLV (SLU con sisma)	NO
SLC	NO
SLD	NO
SLO	NO
SLU GEO A2 (per approccio 1)	NO
SLU EQU	NO
Combinazione caratteristica (rara)	SI
Combinazione frequente	SI
Combinazione quasi permanente (SLE)	SI
SLA (accidentale quale incendio)	NO

**34.3 CARATTERISTICHE MATERIALI UTILIZZATI**

Id	Tipo / Note		Young	Poisson	G	Gamma	Alfa
		daN/cm2	daN/cm2		daN/cm2	daN/cm3	
10	acciaio Fe360 - S235		2.100e+06	0.30	8.077e+05	7.80e-03	1.20e-05
	ft	3600.0					
	fy	2350.0					
	fd	2350.0					
	fdt	2100.0					
	sadm	1600.0					
	sadmt	1400.0					

Pilastrini acc.	1/7/..
Lunghezze libere	
Metodo di calcolo 2-2	Assegnato
2-2 Beta assegnato	1.00
2-2 Beta * L assegnato [ cm ]	0.0
Metodo di calcolo 3-3	Assegnato
3-3 Beta assegnato	1.00
3-3 Beta * L assegnato [ cm ]	0.0
1-1 Beta assegnato	1.00
1-1 Beta * L assegnato [ cm ]	0.0
Generalità	
Coefficiente gamma M0	1.05
Coefficiente gamma M1	1.05
Coefficiente gamma M2	1.25
Effetti del 2 ordine	Si
Momenti equivalenti	Si
Usa condizioni I e II	Si

Travi acc.	1/7/..
Lunghezze libere	
3-3 Beta * L automatico	No
3-3 Beta assegnato	1.00
3-3 Beta assegnato [ cm ]	0.0
2-2 Beta * L automatico	No
2-2 Beta assegnato	1.00
2-2 Beta * L assegnato [ cm ]	0.0
1-1 Beta * L automatico	No
1-1 Beta assegnato	1.00
1-1 Beta * L assegnato [ cm ]	0.0
Generalità	
Coefficiente gamma M0	1.05
Coefficiente gamma M1	1.05
Coefficiente gamma M2	1.25
Luce di taglio per GR [ cm ]	1.00
Usa condizioni I e II	Si
Momenti equivalenti	Si



**34.4 MODELLAZIONE DELLE SEZIONI**

Id	Tipo	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
		cm2	cm2	cm2	cm4	cm4	cm4	cm3	cm3	cm3	cm3
1	T.QU 50x50x5	8.36	0.0	0.0	47.46	27.04	27.04	10.82	10.82	13.70	13.70
2	Circolare: r=0.5	0.79	0.66	0.66	0.10	0.05	0.05	0.10	0.10	0.17	0.17
3	T.QU 30x3	3.24	0.0	0.0	5.90	3.98	3.98	2.66	2.66	3.29	3.29

**34.5 MODELLAZIONE STRUTTURA: ELEMENTI TRAVE**

Elem.	Note	Nodo I	Nodo J	Mat.	Sez.	Rotaz.	Svincolo I	Svincolo J	Wink V	Wink O
						gradi			daN/cm3	daN/cm3
1	Pilas.	1	2	10	1					
2	Trave	22	15	10	3					
3	Pilas.	4	5	10	2					
4	Pilas.	12	6	10	1					
5	Pilas.	7	8	10	2					
6	Trave	9	18	10	3					
7	Pilas.	10	11	10	2					
8	Pilas.	15	9	10	2					
9	Pilas.	13	14	10	2					
10	Pilas.	21	18	10	2					
11	Pilas.	16	17	10	2					
12	Pilas.	22	3	10	2					
13	Pilas.	19	20	10	2					
14	Trave	2	5	10	3					
15	Trave	1	4	10	3					
16	Trave	5	8	10	3					
17	Trave	4	7	10	3					
18	Trave	8	11	10	3					
19	Trave	7	10	10	3					
20	Trave	11	14	10	3					
21	Trave	10	13	10	3					
22	Trave	14	17	10	3					
23	Trave	13	16	10	3					
24	Trave	17	20	10	3					
25	Trave	15	21	10	3					
26	Trave	16	19	10	3					
27	Trave	18	6	10	3					
28	Trave	21	12	10	3					
29	Trave	20	3	10	3					
30	Trave	19	22	10	3					
31	Trave	3	9	10	3					
32	Pilas.	23	1	10	1					
33	Pilas.	24	12	10	1					
34	Pilas.	6	26	10	1					
35	Pilas.	2	25	10	1					
36	Trave	25	26	10	1					
37	Pilas.	27	28	10	1					
38	Trave	46	39	10	3					
39	Pilas.	30	31	10	2					
40	Pilas.	32	33	10	2					
41	Trave	34	42	10	3					
42	Pilas.	35	36	10	2					
43	Pilas.	39	34	10	2					
44	Pilas.	37	38	10	2					
45	Pilas.	45	42	10	2					
46	Pilas.	40	41	10	2					
47	Pilas.	46	29	10	2					
48	Pilas.	43	44	10	2					
49	Trave	28	31	10	3					
50	Trave	27	30	10	3					
51	Trave	31	33	10	3					
52	Trave	30	32	10	3					
53	Trave	33	36	10	3					
54	Trave	32	35	10	3					
55	Trave	36	38	10	3					
56	Trave	35	37	10	3					
57	Trave	38	41	10	3					
58	Trave	37	40	10	3					
59	Trave	41	44	10	3					
60	Trave	39	45	10	3					
61	Trave	40	43	10	3					
62	Trave	42	2	10	3					



Elem.	Note	Nodo I	Nodo J	Mat.	Sez.	Rotaz.	Svincolo I	Svincolo J	Wink V	Wink O
63	Trave	45	1	10	3					
64	Trave	44	29	10	3					
65	Trave	43	46	10	3					
66	Trave	29	34	10	3					
67	Pilas.	47	27	10	1					
68	Pilas.	28	48	10	1					
69	Trave	48	25	10	1					

**34.6 MODELLAZIONE DELLE AZIONI**

Tipo	carico distribuito globale su trave
------	-------------------------------------

Id	Tipo	Pos.	fx	fy	fz	mx	my	mz
		cm	daN/cm	daN/cm	daN/cm	daN	daN	daN
1	DG:Fyi=-2.00 Fyf=-2.00	0.0	0.0	-2.00	0.0	0.0	0.0	0.0
		0.0	0.0	-2.00	0.0	0.0	0.0	0.0

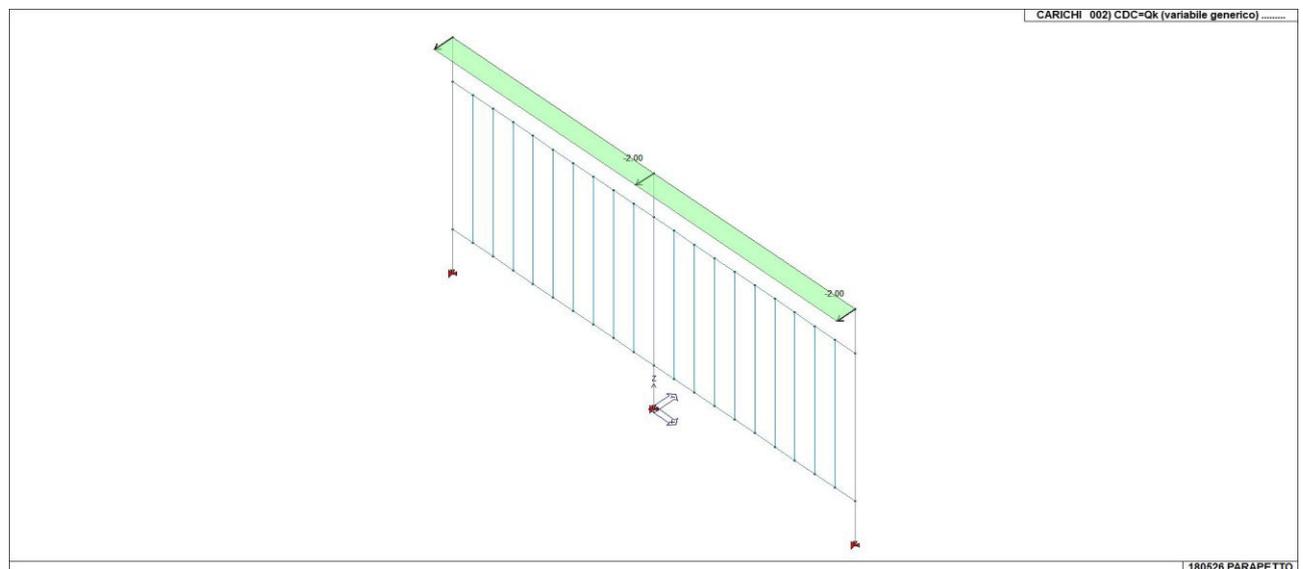


Figura 13 - Carico variabile

**34.7 SCHEMATIZZAZIONE DEI CASI DI CARICO**

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Qk	CDC=Qk (variabile parapetto)	D2 : 36 Azione : DG:Fyi=-2.00 Fyf=-2.00
			D2 : 69 Azione : DG:Fyi=-2.00 Fyf=-2.00

**34.8 DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI**

Cmb	Tipo	Sigla Id	effetto P-delta
1	SLU	Comb. SLU A1 1	
2	SLU	Comb. SLU A1 2	
3	SLU	Comb. SLU A1 3	
4	SLU	Comb. SLU A1 4	
5	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 5	
6	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 6	
7	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 7	
8	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 8	
9	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 9	
10	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 10	



Cmb	CDC 1/15...	CDC 2/16...	CDC 3/17...	CDC 4/18...	CDC 5/19...	CDC 6/20...	CDC 7/21...	CDC 8/22...	CDC 9/23...	CDC 10/24...	CDC 11/25...	CDC 12/26...	CDC 13/27...	CDC 14/28...
1	1.30	0.0												
2	1.30	1.50												
3	1.00	0.0												
4	1.00	1.50												
5	1.00	0.0												
6	1.00	1.00												
7	1.00	0.0												
8	1.00	0.90												
9	1.00	0.0												
10	1.00	0.80												

**34.9 RISULTATI ELEMENTI TIPO TRAVE**

Pilas.	Cmb	M3 mx/mn daN cm	M2 mx/mn daN cm	D 2 / D 3 cm	Q 2 / Q 3 daN	Pos. cm	N daN	V 2 daN	V 3 daN	T daN cm	M 2 daN cm	M 3 daN cm
1	1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-21.93	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		0.0	0.0	0.0	0.0	77.0	-15.40	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1	2	0.0	2.167e+04	0.0	0.0	0.0	-21.93	0.0	-232.10	0.0	2.167e+04	0.0
		0.0	3796.33	1.59	0.0	77.0	-15.40	0.0	-232.10	0.0	3796.33	0.0
1	3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	-16.87	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
		0.0	0.0	0.0	0.0	77.0	-11.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
1	4	0.0	2.167e+04	0.0	0.0	0.0	-16.87	0.0	-232.10	0.0	2.167e+04	0.0
		0.0	3796.33	1.59	0.0	77.0	-11.85	0.0	-232.10	0.0	3796.33	0.0
...												
68	10	-41.42	397.36	0.31	0.0	23.0	-3.07	-2.76	-95.24	-791.76	397.36	-41.42
Pilas.		M3 mx/mn	M2 mx/mn	D 2 / D 3	Q 2 / Q 3		N	V 2	V 3	T		
		-53.84	-1490.12	-4.73e-04	0.0		-31.54	-3.59	-242.85	-1484.55		
		53.84	2.738e+04	1.59	0.0		0.38	3.59	0.0	1484.55		

Trave	Cmb	M3 mx/mn daN cm	M2 mx/mn daN cm	D 2 / D 3 cm	Q 2 / Q 3 daN	Pos. cm	N daN	V 2 daN	V 3 daN	T daN cm	M 2 daN cm	M 3 daN cm
2	1	14.70	0.0	5.83e-04	-0.33	0.0	-1.28	-1.34	0.0	0.0	0.0	14.70
		-0.39	0.0	0.0	0.0	10.0	-1.28	-1.67	0.0	0.0	0.0	-0.39
2	2	14.70	-105.96	5.83e-04	-0.33	0.0	-1.28	-1.34	-1.18	-156.75	-105.96	14.70
		-0.39	-117.72	-3.69e-03	0.0	10.0	-1.28	-1.67	-1.18	-156.75	-117.72	-0.39
2	3	11.31	0.0	4.49e-04	-0.25	0.0	-0.98	-1.03	0.0	0.0	0.0	11.31
		-0.30	0.0	0.0	0.0	10.0	-0.98	-1.29	0.0	0.0	0.0	-0.30
2	4	11.31	-105.96	4.49e-04	-0.25	0.0	-0.98	-1.03	-1.18	-156.75	-105.96	11.31
		-0.30	-117.72	-3.69e-03	0.0	10.0	-0.98	-1.29	-1.18	-156.75	-117.72	-0.30
...												
69	10	-60.13	-2035.71	0.14	160.00	100.0	-2.76	-3.45	64.76	397.36	-732.18	-60.13
Trave		M3 mx/mn	M2 mx/mn	D 2 / D 3	Q 2 / Q 3		N	V 2	V 3	T		
		-78.17	-3816.95	-0.26	-8.48		-3.59	-4.48	-178.57	-745.06		
		39.96	1484.55	0.26	300.00		3.06	4.48	178.57	745.06		

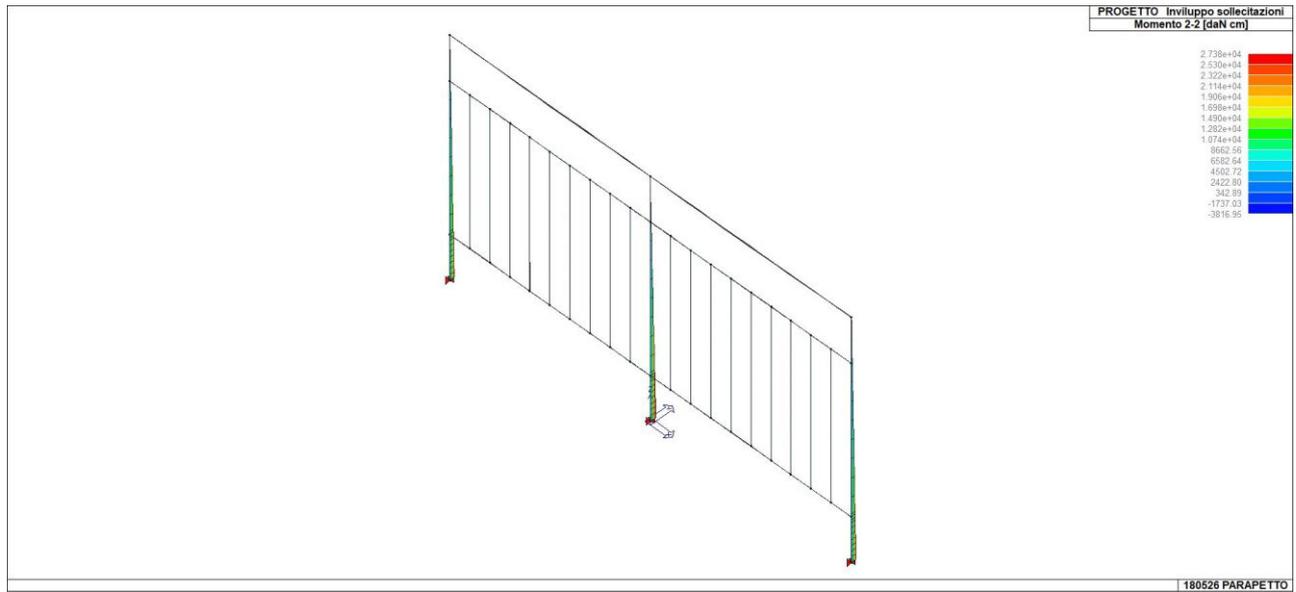


Figura 14 - Involuppo Momento M2

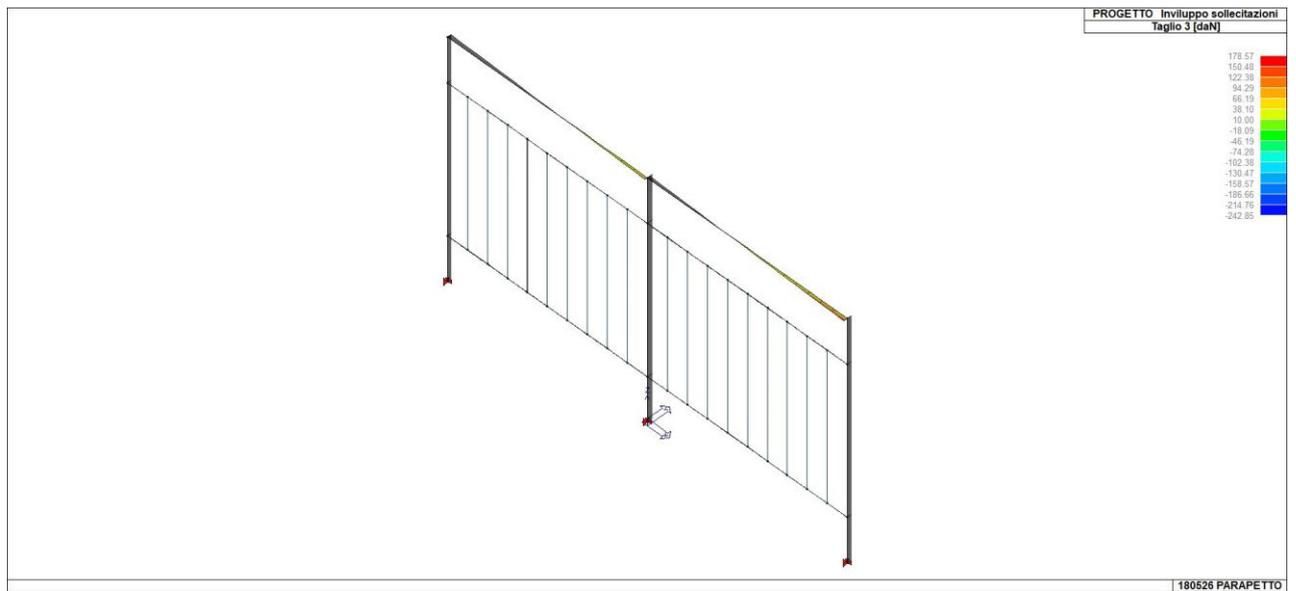


Figura 15 - Involuppo Taglio V3

**34.10 VERIFICHE PER ELEMENTI IN ACCIAIO**

Trave	Stato	Note	V V/T	V N/M	V stab	Cl.	LamS 22	LamS 33	Snell.	Chi mn	V flst	LamS LT	Chi LT	Rif. cmb
2	ok	s=3,m=10	0.03	0.02		1								2,2,0,0
6	ok	s=3,m=10	0.02	0.03		1								2,2,0,0
14	ok	s=3,m=10	0.03	0.07		1								2,2,0,0
15	ok	s=3,m=10	0.02	0.02		1								2,2,0,0
16	ok	s=3,m=10	0.03	0.06		1								2,2,0,0
17	ok	s=3,m=10	0.01	7.45e-03		1								2,2,0,0
18	ok	s=3,m=10	0.02	0.05		1								2,2,0,0
19	ok	s=3,m=10	3.74e-03	6.61e-03		1								2,2,0,0
...														
69	ok	s=1,m=10	0.03	0.13		1								2,2,0,0
Trave			V V/T	V N/M	V stab		LamS 22	LamS 33	Snell.	Chi mn	V flst	LamS LT	Chi LT	
			0.04	0.13										



Pilas.	Stato	Note	V V/T	V N/M	V stab	Cl.	LamS 22	LamS 33	Snell.	Chi mn	V flst	LamS LT	Chi LT	Rif. cmb
1	ok	s=1,m=10	0.04	0.71		1								2,2,0,0
3	ok	s=2,m=10	2.49e-03	0.10		2								2,2,0,0
4	ok	s=1,m=10	0.05	0.62		1								2,2,0,0
5	ok	s=2,m=10	4.55e-03	0.10		2								2,2,0,0
7	ok	s=2,m=10	6.24e-03	0.10		2								2,2,0,0
8	ok	s=2,m=10	0.01	0.09		2								2,2,0,0
9	ok	s=2,m=10	7.59e-03	0.10		2								2,2,0,0
10	ok	s=2,m=10	0.01	0.09		2								2,2,0,0
...														
68	ok	s=1,m=10	0.06	0.16		1								2,2,0,0
Pilas.			V V/T	V N/M	V stab		LamS 22	LamS 33	Snell.	Chi mn	V flst	LamS LT	Chi LT	
			0.06	0.89										

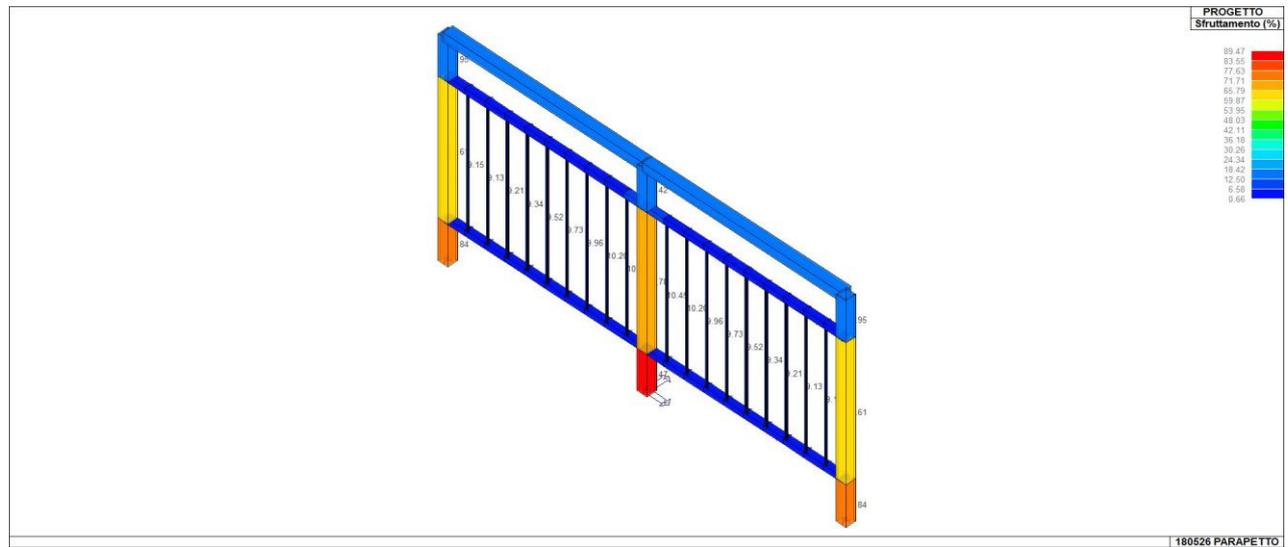


Figura 16 - Sfruttamento profili



Di seguito si riporta la verifica dell'ancoraggio:

**Profis Anchor 2.8.3**

[www.hilti.it](http://www.hilti.it)

Impresa:  
Progettista:  
Indirizzo:  
Telefono | Fax:  
E-mail:

Pagina:  
Progetto:  
Contratto N°:  
Data:

1  
  
  
18/07/2019

**Commenti del progettista:****1 Convalida del fissaggio per applicazioni di balaustra su calcestruzzo****Dati generali****Costruzione della balaustra**

Tipo di balaustra	Balaustra di un balcone
Applicazione del parapetto	Installata sulla faccia superiore della soletta di calcestruzzo
Sistema	Sistema a più montanti
Distanza tra i montanti	1.000 [mm]
Altezza della balaustra dal calcestruzzo	900 [mm]
Ambiente	Interno
Rivestimento	0
Altezza sul livello del mare (NN)	500,00 [m]
Altezza dal suolo della costruzione	10,00 [m]
Larghezza della costruzione	10,00 [m]
Profondità della costruzione	10,00 [m]
Zona esposta a carico vento	Zone 2: Entroterra

**per il calcolo facciamo riferimento ai seguenti documenti:**

- DIN 1055-4/03.2005 - Impatto sulle costruzioni civili - carico vento
- DIN 1055-1 - Definizione dei carichi per gli edifici - pesi propri
- DIN 18800-1, Edition 11.90 - Strutture in acciaio, calcolo e costruzione
- Eurocodice 1 - calcolo di strutture
- Linee guida tedesche per i produttori di acciaio, Bundesverband Metall
- Linee guida ETB - costruzioni in sicurezza per la protezione dalle cadute.

**Inoltre è necessario considerare le seguenti:**

- La verifica dell'acciaio non è effettuata in questo calcolo e va fatta separatamente.
- Per edifici con scale esterne ricoperte, si deve considerare il carico vento secondo la DIN 1055-4: 03-2005 dipendente dall'altezza della costruzione.
- Il calcolo sarà effettuato per un Montante centrale di un sistema a più montanti.
- Sono considerate le seguenti condizioni di carico:
  - Carico orizzontale - uscente
  - Carico orizzontale - entrante
- I risultati delle condizioni di carico Carico orizzontale - uscente sono riportati di seguito.
- Il risultato delle condizioni di carico Carico orizzontale - uscente è decisivo.



**Profis Anchor 2.8.3**

www.hilti.it

Impresa:  
Progettista:  
Indirizzo:  
Telefono | Fax:  
E-mail:

Pagina: 2  
Progetto:  
Contratto N°:  
Data: 18/07/2019

## 2 Costruzione del parapetto e dati da inserire

### Dati di base da inserire

Carico orizzontale 2,000 [kN/m]  
Peso proprio 0,400 [kN/m]

### Carico agente sul montante più sollecitato

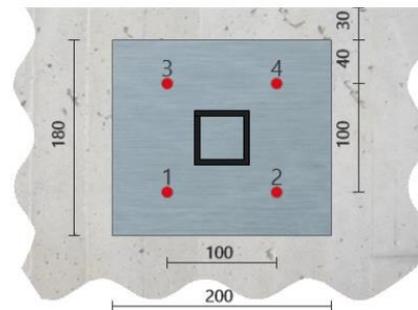
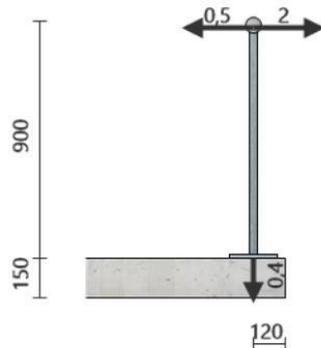
carichi orizzontali montante  $F_H = 2,000$  [kN]  
Peso proprio del montante  $F_G = 0,400$  [kN]

### Parametri influenzanti

Braccio di leva, carico orizzontale  $e_H = 900$  [mm]  
Braccio di leva, carico permanente  $e_G = 0$  [mm]  
Interasse dei montanti  $e_p^* = 1.000$  [mm]

### Coefficienti per la configurazione del carico

Condizione di carico: Carico orizzontale - uscente  
 $S_d = 0,9 * F_G + 1,5 * F_H$   
 $N_{s,d} = -0,9 * F_G$   
 $V_{y,s,d} = 1,5 * F_H$   
 $M_{x,s,d} = -0,9 * F_G * e_G - 1,5 * F_H * e_H$   
condizioni di carico specifiche: Carico orizzontale - uscente





**Profis Anchor 2.8.3**

www.hilti.it

Impresa:  
Progettista:  
Indirizzo:  
Telefono | Fax:  
E-mail:

Pagina:  
Progetto:  
Contratto N°:  
Data:

3  
18/07/2019

**3 Dati da inserire**

**Tipo e dimensione dell'ancorante:** HIT-HY 200-A + HIT-V (5.8) M16

Profondità di posa effettiva:  $h_{ef,act} = 100 \text{ mm}$  ( $h_{ef,limit} = - \text{ mm}$ )

Materiale: 5.8

Certificazione No.: -

Emesso | Validato: - | -

Prova: metodo di calcolo ETAG BOND (EOTA TR 029)

Fissaggio distanziato:  $e_b = 0 \text{ mm}$  (Senza distanziamento);  $t = 15 \text{ mm}$

Piastra d'ancoraggio:  $l_x \times l_y \times t = 200 \text{ mm} \times 180 \text{ mm} \times 15 \text{ mm}$ ; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)

Profilo: Profilo quadrato cavo; (L x W x T) = 50 mm x 50 mm x 5 mm

Materiale base: fessurato calcestruzzo, C20/25,  $f_{c,cube} = 25,00 \text{ N/mm}^2$ ;  $h = 150 \text{ mm}$ , Temp. Breve/Lungo: 40/24 °C

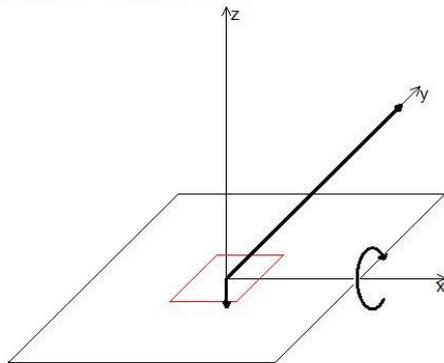
**Installazione:** Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto

Armatura: nessuna armatura o interasse tra le armature  $\geq 150 \text{ mm}$  (qualunque  $\emptyset$ ) o  $\geq 100 \text{ mm}$  ( $\emptyset \leq 10 \text{ mm}$ )  
con armatura di bordo longitudinale  $d \geq 12$   
L'armatura per il controllo della fessurazione deve essere presente in accordo a quanto previsto da EOTA TR 029, paragrafo 5.2.2.6.



<sup>R</sup> - Il calcolo dell'ancoraggio presuppone la presenza di una piastra di ancoraggio rigida.

**Geometria [mm] & Carichi [kN, kNm]**



**Carichi di progetto**

	Carico
N	0,360
$V_x$	0,000
$V_y$	3,000
$M_z$	0,000
$M_x$	2,700
$M_y$	0,000

Eccentricità (profilo in acciaio) [mm]  
 $e_x = 0$ ;  $e_y = 0$

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!  
PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



**Profis Anchor 2.8.3**

www.hilti.it

Impresa:  
Progettista:  
Indirizzo:  
Telefono | Fax:  
E-mail:

Pagina: 4  
Progetto:  
Contratto N°:  
Data: 18/07/2019

**4 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante**

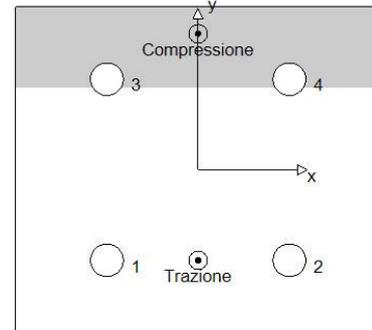
Condizione di carico: Carichi di progetto

**Carichi sull'ancorante [kN]**

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	10,691	0,750	0,000	0,750
2	10,691	0,750	0,000	0,750
3	0,000	0,750	0,000	0,750
4	0,000	0,750	0,000	0,750

Compressione max. nel calcestruzzo: 0,16 [‰]  
Max. sforzi di compressione nel calcestruzzo: 4,83 [N/mm<sup>2</sup>]  
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/-50): 21,383 [kN]  
risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/75): 21,743 [kN]



Le forze di ancoraggio vengono calcolate presupponendo una piastra di ancoraggio rigida.

**5 Carico di trazione (EOTA TR 029, Sezione 5.2.2)**

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo $\beta_N$ [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	10,691	52,333	21	OK
Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**	21,383	37,978	57	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	21,383	32,000	67	OK
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

\*ancorante più sollecitato \*\*gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

**5.1 Rottura dell'acciaio**

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	$N_{Sd}$ [kN]
78,500	1,500	52,333	10,691

**5.2 Rottura combinata conica del calcestruzzo e per sfilamento**

$A_{p,N}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{p,N}^0$ [mm <sup>2</sup> ]	$\tau_{Rk,cr,25}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$S_{cr,Np}$ [mm]	$C_{cr,Np}$ [mm]	$c_{min}$ [mm]
120,000	90,000	18,00	300	150	170
$\psi_c$	$\tau_{Rk,cr}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	k	$\psi_{g,Np}^0$	$\psi_{g,Np}$	
1,000	8,50	2,300	1,000	1,000	
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,Np}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,Np}$	$\psi_{s,Np}$	$\psi_{re,Np}$
0	1,000	0	1,000	1,000	1,000
$N_{Rk,p}^0$ [kN]	$N_{Rk,p}$ [kN]	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	$N_{Sd}$ [kN]	
42,726	56,968	1,500	37,978	21,383	

**5.3 Rottura conica del calcestruzzo**

$A_{c,N}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{c,N}^0$ [mm <sup>2</sup> ]	$C_{cr,N}$ [mm]	$S_{cr,N}$ [mm]		
120,000	90,000	150	300		
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$
0	1,000	0	1,000	1,000	1,000
$k_1$	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	$N_{Sd}$ [kN]	
7,200	36,000	1,500	32,000	21,383	

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!  
PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan



**Profis Anchor 2.8.3**

www.hilti.it

Impresa:  
Progettista:  
Indirizzo:  
Telefono | Fax:  
E-mail:

Pagina:  
Progetto:  
Contratto N°:  
Data:

5  
18/07/2019

**6 Carico di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.3)**

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo $\beta_v$ [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	0,750	31,440	3	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	3,000	57,344	6	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y+**	3,000	11,537	27	OK

\*ancorante più sollecitato \*\*gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

**6.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)**

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Sd}$ [kN]
39,300	1,250	31,440	0,750

**6.2 Rottura per pryout (cono del calcestruzzo)**

$A_{c,N}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{c,N}^0$ [mm <sup>2</sup> ]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k-factor	$k_1$
128,000	90,000	150	300	2,000	7,200
$e_{c1,V}$ [mm]	$\Psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\Psi_{ec2,N}$	$\Psi_{s,N}$	$\Psi_{re,N}$
0	1,000	0	1,000	0,840	1,000
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,op}$ [kN]	$V_{Sd}$ [kN]		
36,000	1,500	57,344	3,000		

**6.3 Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione y+**

$h_{ef}$ [mm]	$d_{nom}$ [mm]	$k_1$	$\alpha$	$\beta$		
100	16,0	1,700	0,120	0,074		
$c_t$ [mm]	$A_{c,V}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{c,V}^0$ [mm <sup>2</sup> ]				
70	32,550	22,050				
$\Psi_{s,V}$	$\Psi_{h,V}$	$\Psi_{a,V}$	$e_{c,V}$ [mm]	$\Psi_{ec,V}$	$\Psi_{re,V}$	
1,000	1,000	1,000	0	1,000	1,200	
$V_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Sd}$ [kN]			
9,769	1,500	11,537	3,000			

**7 Carichi combinati di trazione e di taglio (EOTA TR 029, Sezione 5.2.4)**

$\beta_N$	$\beta_V$	$\alpha$	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,668	0,260	1,500	68	OK

$\beta_N^{\alpha} + \beta_V^{\alpha} \leq 1,0$

Si dovrà verificare la corrispondenza dei dati inseriti e dei risultati con la situazione reale effettiva e la loro plausibilità!  
PROFIS Anchor (c) 2003-2009 Hilti AG, FL-9494 Schaan Hilti è un marchio registrato di Hilti AG, Schaan

**Profis Anchor 2.8.3**

www.hilti.it

Impresa:

Progettista:

Indirizzo:

Telefono | Fax:

E-mail:

Pagina:

Progetto:

Contratto N°:

Data:

6

18/07/2019

### 8 Spostamenti (ancorante più sollecitato)

Carichi a breve termine:

$$N_{Sk} = 7,920 \text{ [kN]} \quad \delta_N = 0,110 \text{ [mm]}$$

$$V_{Sk} = 0,556 \text{ [kN]} \quad \delta_V = 0,022 \text{ [mm]}$$

$$\delta_{NV} = 0,113 \text{ [mm]}$$

Carichi a lungo termine:

$$N_{Sk} = 7,920 \text{ [kN]} \quad \delta_N = 0,252 \text{ [mm]}$$

$$V_{Sk} = 0,556 \text{ [kN]} \quad \delta_V = 0,033 \text{ [mm]}$$

$$\delta_{NV} = 0,254 \text{ [mm]}$$

Commenti: Gli spostamenti a trazione risultano validi con metà del valore della coppia di serraggio richiesta per non fessurato calcestruzzo! Gli spostamenti a taglio sono validi trascurando l'attrito tra il calcestruzzo e la piastra d'ancoraggio! Lo spazio derivante dal foro eseguito con perforatore e dalle tolleranze dei fori non viene considerato in questo calcolo!

Gli spostamenti ammissibili dell'ancorante dipendono dalla struttura fissata e devono essere definiti dal progettista!

### 9 Attenzione

- Fenomeni di ridistribuzione dei carichi sugli ancoranti derivanti da eventuali deformazioni elastiche della piastra non sono presi in considerazione. Si assume una piastra di ancoraggio sufficientemente rigida in modo che non risulti deformabile sotto l'azione di carichi!
- La verifica del trasferimento dei carichi nel materiale base è necessaria in accordo all'EOTA TR 029 sezione 7!
- Il calcolo è valido solo se le dimensioni dei fori sulla piastra non superano i valori indicati nella Tabella 4.1 da EOTA TR029! Per diametri dei fori superiori vedere il capitolo 1.1 dell'EOTA TR029!
- La lista accessori inclusa in questo report di calcolo è da ritenersi solo come informativa dell'utente. In ogni caso, le istruzioni d'uso fornite con il prodotto dovranno essere rispettate per garantire una corretta installazione.
- La pulizia del foro deve essere effettuata in conformità alle istruzioni di posa (soffiare con aria compressa due volte (min. 6 bar), spazzolare due volte, soffiare con aria compressa due volte (min. 6 bar)).
- L'adesione chimica caratteristica dipende dalle temperature di breve e di lungo periodo.
- Contattare Hilti per verificare la fornitura delle barre HIT-V.
- L'armatura di bordo non è necessaria per evitare la modalità di rottura per fessurazione (splitting)

**L'ancoraggio risulta verificato!**