



REALIZZAZIONE SCUOLA PRIMARIA CON 15 CLASSI

AGOSTO 2020

RESPONSABILE PROCEDIMENTO: Arch. Anna Casalone

PROGETTISTI

SETTANTA7 STUDIO ASSOCIATO

Arch. D. Rangone

Arch. E. Rionda

CURCIO E REMONDA STUDIO ASSOCIATO

Ing. A. Remonda



Arch. Laura Lova



PROGETTO DEFINITIVO  
SVILUPPATO A LIVELLO ESECUTIVO

REV\_02



RELAZIONE DI CALCOLO - BLOCCO 2



**INDICE**

1.	PREMESSA	8
2.	DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE IN PROGETTO	9
3.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	11
4.	LIVELLI PRESTAZIONALI	12
4.1	VITA NOMINALE E CLASSE D'USO	12
5.	CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E GEOTECNICHE	13
5.1	UNITÀ GEOTECNICHE	13
5.2	FALDA	14
5.3	CATEGORIA SOTTOSUOLO	14
5.4	MODELLAZIONE DEL TERRENO DI FONDAZIONE	15
6.	MATERIALI PER USO STRUTTURALE	17
7.	COMPORTEMENTO REOLOGICO DEL CALCESTRUZZO	23
7.1	DEFORMAZIONE DI RITIRO	23
7.2	DEFORMAZIONE PER VISCOSITÀ	24
8.	ANALISI DEI CARICHI	26
8.1	AZIONE DELLA NEVE (§3.4 NTC 2018)	28
8.2	AZIONE DEL VENTO (§3.3 NTC 2018)	29
8.3	AZIONI TERMICHE SUGLI EDIFICI (§3.5.5 NTC 2018)	30
9.	COMBINAZIONE DEI CARICHI	31
10.	PARAMETRI DI PROGETTO PER LA DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI BASE DEL SITO	32
11.	CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE	35
11.1	ELEMENTI PRIMARI/SECONDARI	35
11.2	FATTORE DI COMPORTEMENTO	35
12.	METODO DI ANALISI	37
13.	MODELLAZIONE STRUTTURALE	41
14.	VERIFICHE SLE	42
14.1	DEFORMAZIONI	42
14.2	FESSURAZIONI	42
14.3	LIMITAZIONE DELLE TENSIONI	43
15.	RISULTATI ANALISI SISMICHE	44
16.	EFFETTI DELLE NON LINEARITÀ GEOMETRICHE	56
17.	RISPETTO DEI REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE	58
18.	DIMENSIONAMENTO DEI GIUNTI	60
19.	VERIFICHE DI RIGIDEZZA - VERIFICA SPOSTAMENTI	63
20.	IMPIANTI	65
20.1	VERIFICHE DI FUNZIONAMENTO	65
20.2	VERIFICHE DI STABILITÀ	66
20.3	IMPIANTI	66
20.4	CONTROSOFFITTO	68
21.	VERIFICHE ELEMENTI NON STRUTTURALI	70
21.1	TAMPONATURE	70
21.2	VERIFICA TRAMEZZA IN CARTONGESSO	73
22.	VERIFICA FONDAZIONI	82
22.1	VERIFICA PLATEA DI FONDAZIONE	82



22.1.1	VERIFICA ZONA 1 - VERIFICA ARMATURA DI BASE Ø16/20	84
22.1.2	VERIFICA ZONA 2 - VERIFICA ARMATURA DI BASE + INTEGRATIVA	88
22.1.3	VERIFICA ZONA 3 - VERIFICA ARMATURA DI BASE + INTEGRATIVA	91
22.1.4	VERIFICA ZONA 4 - VERIFICA ARMATURA DI BASE + INTEGRATIVA	95
22.1.5	VERIFICA ZONA 5 - ARMATURA DI BASE + INTEGRATIVA	98
22.2	VERIFICHE A PUNZONAMENTO	103
22.3	VERIFICA PUNZONAMENTO FONDAZIONE	105
22.3.1	PUNZONAMENTO PALO DI BORDO	105
22.3.2	PUNZONAMENTO PALO - PILASTRO INTERNO	107
22.3.3	PUNZONAMENTO PALI-SETTO	109
22.3.4	PUNZONAMENTO PALO D'ANGOLO	111
22.4	AZIONI SUI PALI	113
22.5	VERIFICA PALI DI FONDAZIONE	115
<b>22.5.1</b>	<b>PALI D=80 CM</b>	116
<b>22.5.2</b>	<b>PALI D=60 CM</b>	119
23.	VERIFICA SOLAIO PRIMO PIANO	123
23.1	ZONA 1 - VERIFICA ARMATURA DI BASE Ø16/16.5	126
23.1.1	VERIFICHE IN CAMPATA	127
23.1.2	VERIFICHE SUL CORDOLO LATERALE	130
23.2	ZONA 2 - VERIFICA ARMATURA DI BASE	131
23.3	ZONA 3 - VERIFICA ARMATURA DI BASE + INTEGRATIVA	137
23.3.1	SOLLECITAZIONI POSITIVE MASSIME	138
23.3.2	SOLLECITAZIONI NEGATIVE MASSIME	141
23.4	ZONA 4 - VERIFICA ARMATURA DI BASE + INTEGRATIVA	144
23.5	VERIFICHE A PUNZONAMENTO	148
23.5.1	PUNZONAMENTO PILASTRO INTERNO	148
23.5.2	PUNZONAMENTO PILASTRO DI BORDO	150
23.5.3	PUNZONAMENTO PILASTRO D'ANGOLO	152
23.5.4	PUNZONAMENTO SPIGOLO SETTO	154
23.6	RIEPILOGO VERIFICHE	156
24.	VERIFICA SOLAIO PIANO COPERTURA	157
24.1.1	SOLLECITAZIONI NEGATIVE MASSIME	158
24.1.2	SOLLECITAZIONI POSITIVE MASSIME	161
24.2	VERIFICHE A PUNZONAMENTO	165
24.2.1	PUNZONAMENTO PILASTRO DI BORDO	165
24.2.2	PUNZONAMENTO PILASTRO D'ANGOLO	167
24.2.3	PUNZONAMENTO SPIGOLO SETTO	169
24.3	VERIFICA SOLAIO DI COPERTURA (FUTURO AMPLIAMENTO)	171
24.3.1	SOLLECITAZIONI POSITIVE MASSIME	171
24.3.2	SOLLECITAZIONI NEGATIVE MASSIME	176
25.	VERIFICA DEFORMAZIONI	180
25.1	SOLAIO P1	181
25.2	SOLAIO P2	184
25.3	SOLAIO COPERTURA	187
25.4	SOLAIO COPERTURA FUTURO AMPLIAMENTO	188



26.	VERIFICHE ELEMENTI PARETE E GUSCIO IN C.A.	189
26.1	STATI LIMITE D'ESERCIZIO SETTI C.A.	194
26.2	VERIFICA ARCHITRAVE	197
27.	VERIFICA SCALA IN C.A.	198
28.	VERIFICHE PILASTRI IN C.A.	202
29.	VERIFICA PARAPETTO	212
29.1	DESCRIZIONE GENERALE DEL MODELLO NUMERICO	212
29.2	COMBINAZIONI E/O PERCORSI DI CARICO	213
29.3	CARATTERISTICHE MATERIALI UTILIZZATI	213
29.4	MODELLAZIONE DELLE SEZIONI	214
29.5	MODELLAZIONE STRUTTURA: ELEMENTI TRAVE	214
29.6	MODELLAZIONE DELLE AZIONI	215
29.7	SCHEMATIZZAZIONE DEI CASI DI CARICO	216
29.8	DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI	216
29.9	RISULTATI ELEMENTI TIPO TRAVE	216
29.10	VERIFICHE PER ELEMENTI IN ACCIAIO	218
30.	VERIFICA AGGANGI DI RIPRESA FUTURO AMPLIAMENTO	226
30.1	RIPRESA SOLETTA PIANO TERZO	226
30.2	RIPRESA PILASTRI	228

COMUNE DI GASSINO (TO)

**REALIZZAZIONE SCUOLA PRIMARIA CON 15 CLASSI**

SETTANTA7 STUDIO ASSOCIATO, CURCIO E REMONDA STUDIO ASSOCIATO, ARCH. LAURA LOVA





## 1. PREMESSA

Oggetto della presente relazione sono le strutture previste per la realizzazione del nuovo polo delle scuole primarie nel comune di Gassino Torinese (TO).

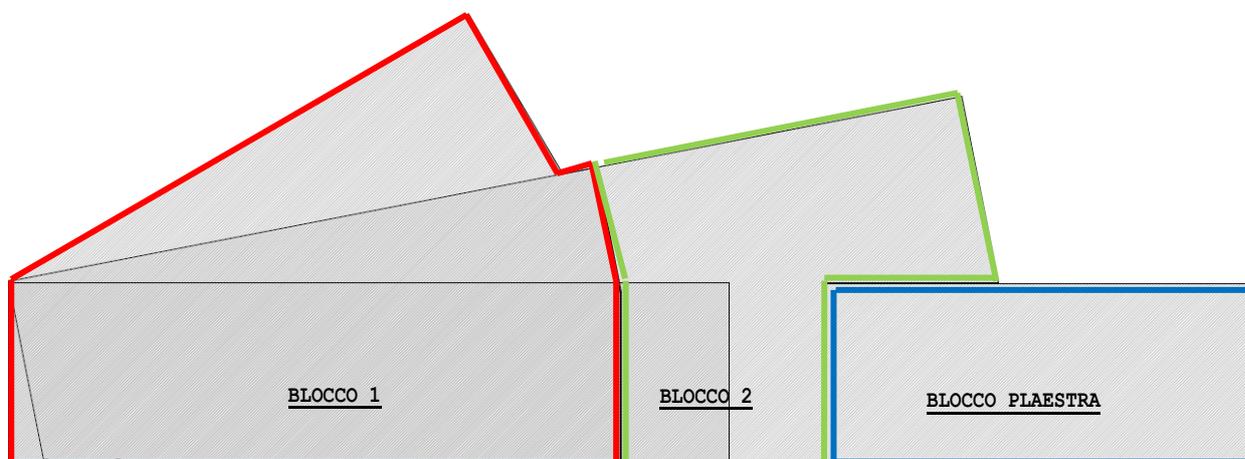
L'area di intervento è ubicata presso il vecchio campo sportivo di Regione Fiore in vicinanza del Canale Cimena.



FOTOGRAFIA SATELLITARE DELLA ZONA DI INTERVENTO

Il complesso risulta suddiviso in tre corpi di fabbrica (Blocco 1, Blocco 2, Blocco Palestra) separati da due giunti sismici.

Il blocco 1 e 2 sono realizzati in calcestruzzo gettato in opera e acciaio, mentre il blocco palestra è a struttura prefabbricata.



VISTA IN PIANTA

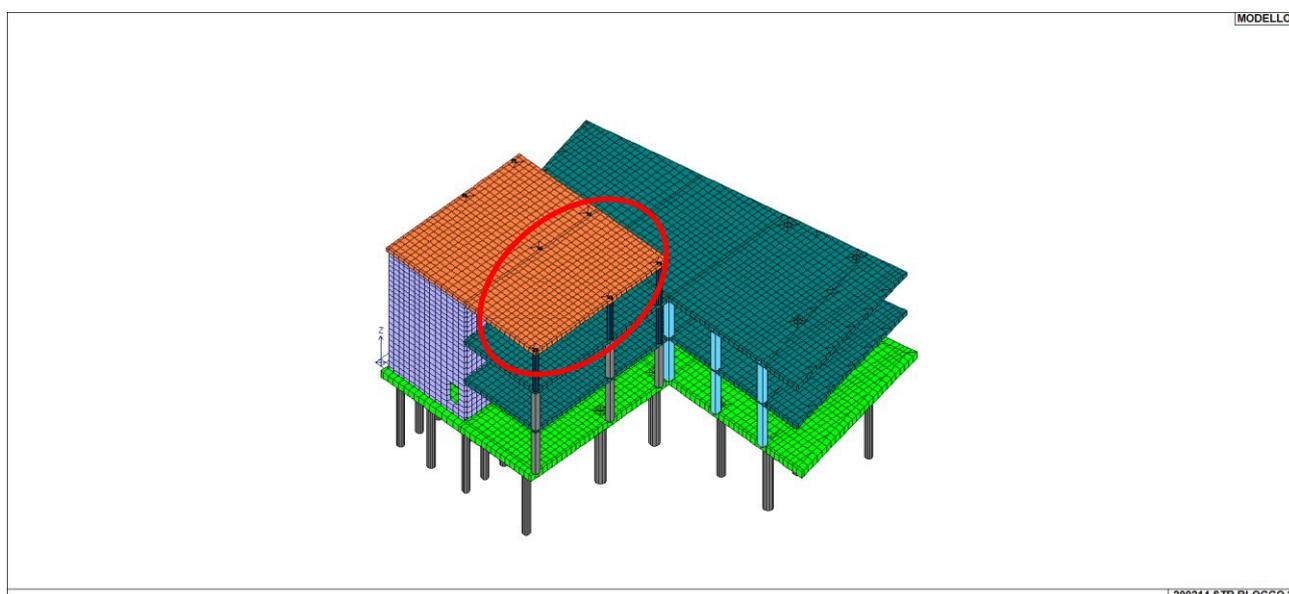


## 2. DESCRIZIONE DELLE STRUTTURE IN PROGETTO

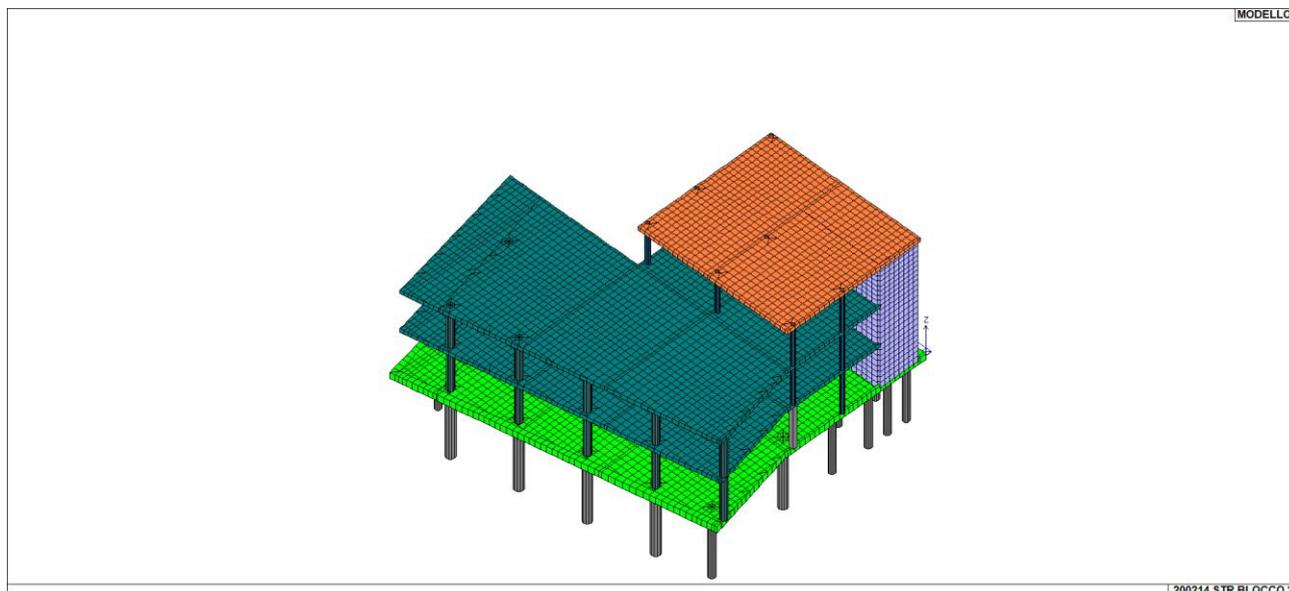
La presente relazione di calcolo è relativa alle strutture del Blocco 2.

Il progetto finale prevede la sopraelevazione di una parte del piano terzo (cerchiata in rosso), pertanto si è studiato un modello comprensivo di tale sopraelevazione in modo da simulare la situazione più sfavorevole.

Tutte le considerazioni sull'ampliamento sono state effettuate in riferimento alla normativa attualmente in vigore. Nel momento in cui verrà realizzata tale sopraelevazione, sarà necessario effettuare di nuovo i calcoli se la normativa in uso sarà diversa.



VISTA 3D MODELLO STRUTTURALE



VISTA 3D MODELLO STRUTTURALE



La struttura, in cemento armato ordinario, è così composta:

- Pali di fondazione D600 di lunghezza 650 cm e 1000 cm e D800 di lunghezza 650 cm;
- Platea di fondazione piena sp. 60 cm;
- Colonne in c.a. rettangolari 50x50cm, 40x40cm e colonne circolari di diametro 60cm, 40cm;
- Setti sp. 30 cm;
- Solaio p1 e p2 realizzato con soletta alleggerita sp. 36 cm;
- Solaio copertura realizzato con soletta alleggerita sp. 34 cm.



### 3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le principali norme assunte come riferimento per la progettazione strutturale sono:

- D.M. 17 gennaio 2018 Norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare 21 Gennaio 2019 n.7 C.S.LL.PP.

Altri riferimenti normativi utilizzati sono:

- UNI EN 1991-1-1:2004 Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici;
- UNI EN 1992-1-1:2005 Eurocodice 2 - Progettazione strutture in calcestruzzo - Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1992-1-4:2018 Eurocodice 2 - Progettazione strutture in calcestruzzo - Progettazione degli attacchi per utilizzo nel calcestruzzo;
- UNI EN 1993-1-1:2014 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio - Regole generali e regole per gli edifici;
- UNI EN 1993-1-8:2005 Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture in acciaio - Progettazione dei collegamenti;
- UNI EN 1998-1:2005 Eurocodice 8 - Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.



#### **4. LIVELLI PRESTAZIONALI**

La verifica è stata fatta su tutti gli elementi strutturali utilizzando le normative vigenti. Per la definizione dei materiali, dei carichi agenti, per la tipologia di analisi e per i criteri di verifica si è fatto riferimento principalmente al D.M. 17 gennaio 2018 e alla Circolare 21 Gennaio 2019, n. 7, C.S.LL.PP. Nei punti poco esaustivi o mancanti si è fatto riferimento agli eurocodici.

##### **4.1 VITA NOMINALE E CLASSE D'USO**

Si è fatto riferimento ai capitoli §2.4.1 e §2.4.2.

- BLOCCO 1: Vita Nominale 50 anni (Costruzione con livelli di prestazione ordinario) - Classe d'uso III (Costruzione con affollamenti significativi);
- BLOCCO 2: Vita Nominale 50 anni (Costruzione con livelli di prestazione ordinario) - Classe d'uso III (Costruzione con affollamenti significativi);
- BLOCCO PALESTRA: Vita Nominale 50 anni (Costruzione con livelli di prestazione ordinario) - Classe d'uso IV (Costruzione con funzione di gestione della protezione civile in caso di calamità).



## 5. CARATTERISTICHE GEOLOGICHE E GEOTECNICHE

### 5.1 UNITÀ GEOTECNICHE

Si rimanda alla Relazione Geologica allegata al progetto per le metodologie di definizione dei parametri geotecnici di seguito riportati.

Sono state svolte le seguenti indagini al fine di caratterizzare il sottosuolo:

- n° 1 sondaggio a carotaggio continuo, spinto alla profondità di 10 m dal piano campagna;
- n° 4 prove penetrometriche dinamiche con penetrometro super pesante (D.P.S.H.), spinto fino a rifiuto della penetrazione o alla profondità massima di 10,20 m dalla quota di piano campagna;
- n° 4 pozzetti geognostici superficiali;
- n° 1 indagine geofisica di tipo MASW.

Le proprietà del terreno emerse dalle indagini geologiche sono riportate nelle seguenti tabelle:

- Sondaggio S1

UNITÀ LITOLOGICA	quota [m]	$\gamma$ [t/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	$\phi_{cv}$ [°]	$c'$ [kPa]
TERRENO COLTIVO	0,0÷0,50	1,85	24	22	0
DEPOSITI-LIMOSO ARGILLOSI	0,50÷5,50	1,9	26	23	0
DEPOSITI SABBIOSO-LIMOSI	5,50÷5,85	1,9	27	24	0
DEPOSITI GHIAIOSI CON CIOTTOLI	5,85÷6,80	1,95	42	36	0
DEPOSITI GHIAIOSI CON CIOTTOLI	6,8÷10	1,95	39	34	0

- Prova penetrometrica dinamica DPSH1

UNITÀ LITOLOGICA	quota [m]	$\gamma$ [t/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	$\phi_{cv}$ [°]	$c'$ [kPa]
DEPOSITI LIMOSO-ARGILLOSI	0,0÷3,30	1,9	22	20	0
DEPOSITI GHIAIOSO-SABBIOSI	3,30÷4,80	1,95	30	26	0
DEPOSITI GHIAIOSI CON CIOTTOLI	4,80÷5,70	1,95	42	36	0

- Prova penetrometrica dinamica DPSH2

UNITÀ LITOLOGICA	quota [m]	$\gamma$ [t/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	$\phi_{cv}$ [°]	$c'$ [kPa]
DEPOSITI LIMOSO-ARGILLOSI	0,0÷4,20	1,9	23	21	0
DEPOSITI GHIAIOSI CON CIOTTOLI	4,20÷5,40	1,95	42	36	0

- Prova penetrometrica dinamica DPSH3

UNITÀ LITOLOGICA	quota [m]	$\gamma$ [t/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	$\phi_{cv}$ [°]	$c'$ [kPa]
DEPOSITI LIMOSO-ARGILLOSI	0,0÷6,00	1,9	22	20	0
DEPOSITI GHIAIOSO-SABBIOSI	6,00÷7,20	1,95	29	26	0
DEPOSITI SABBIOSI	7,20÷9,60	1,9	24	22	0

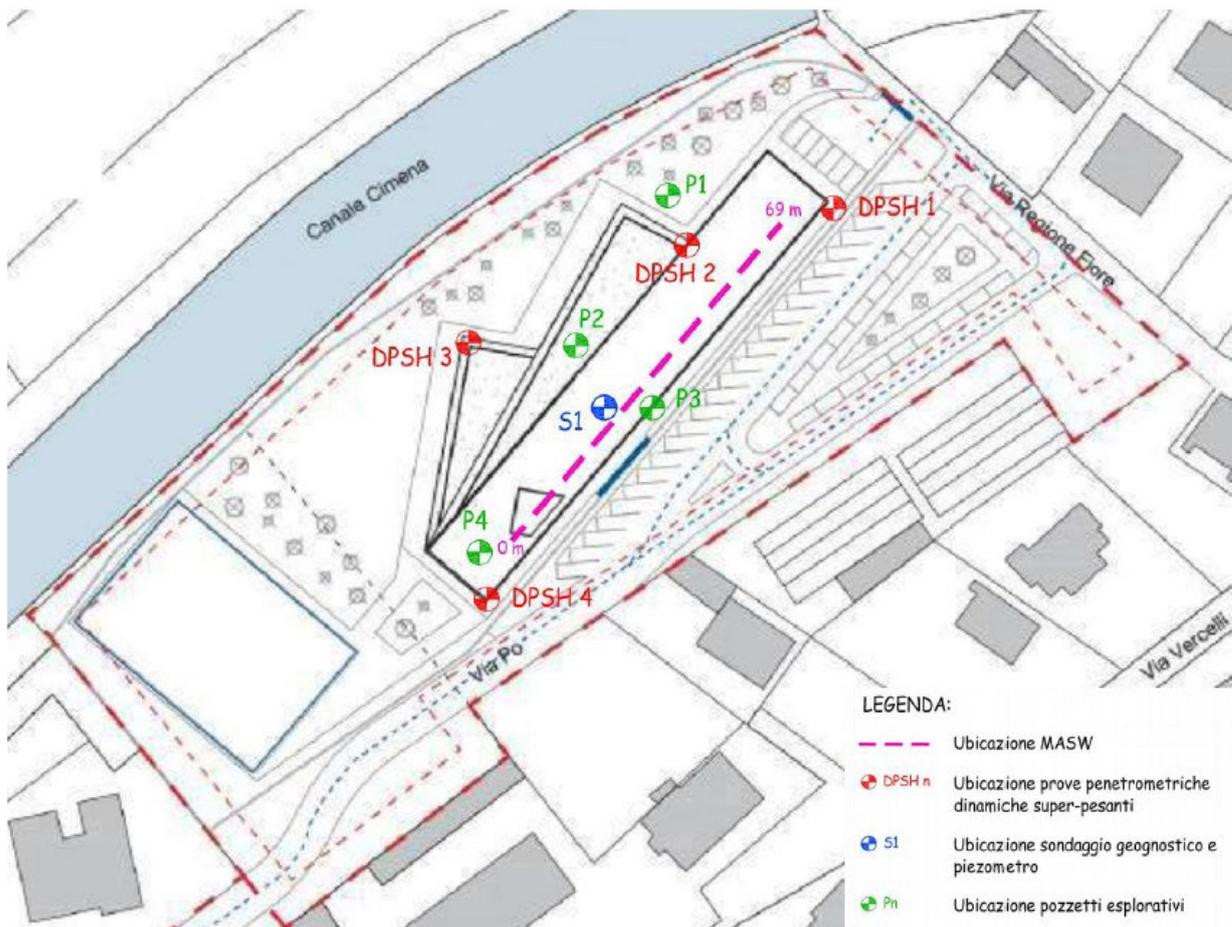


DEPOSITI GHIAIOSI CON CIOTTOLI	9,60÷10,20	1,95	41	35	0
--------------------------------	------------	------	----	----	---

- Prova penetrometrica dinamica DPSH4

UNITÀ LITOLOGICA	quota [m]	$\gamma$ [t/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	$\phi_{cv}$ [°]	$c'$ [kPa]
DEPOSITI LIMOSO-ARGILLOSI	0,0÷5,70	1,9	23	21	0
DEPOSITI GHIAIOSI CON CIOTTOLI	5,70÷6,60	1,95	42	36	0

Si riportano i punti di indagine:



## 5.2 FALDA

Dalle indagini effettuate è emerso che la falda si trova ad una profondità di circa 10 m dal piano campagna. Nei periodi di elevata piovosità tale livello può subire escursioni di 1÷2 m.

## 5.3 CATEGORIA SOTTOSUOLO

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale va valutata secondo specifiche analisi, da eseguire con le modalità indicate nel §7.11.3. In alternativa, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in funzione dei valori

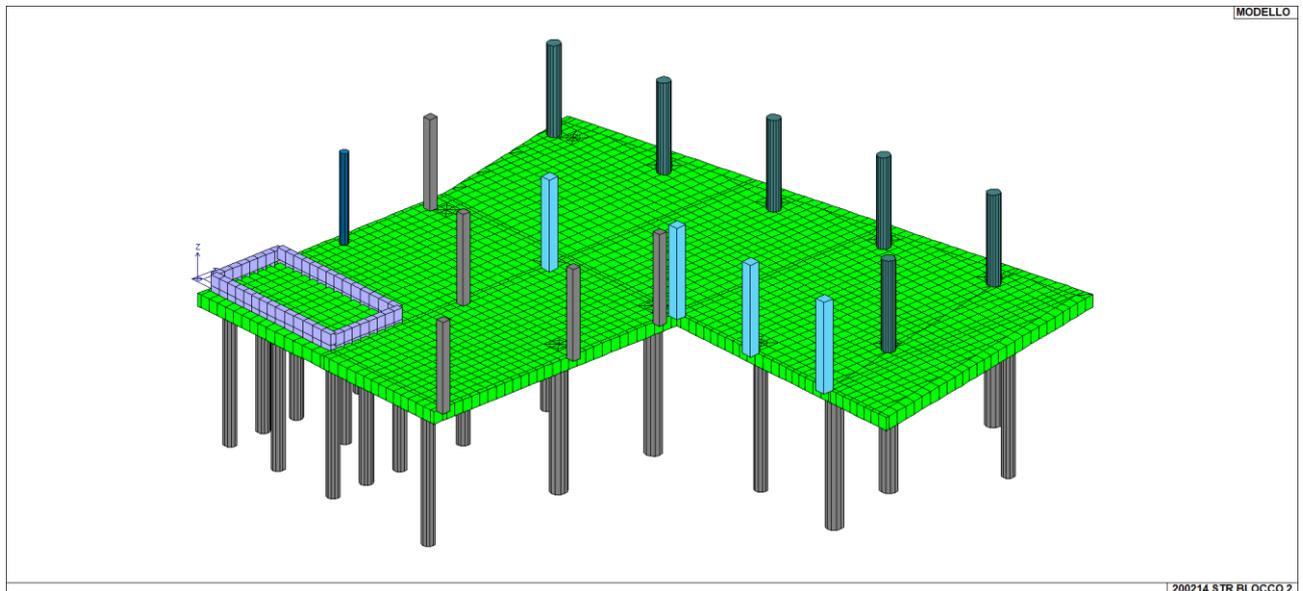


della velocità di propagazione delle onde di taglio. Dalla prova MASW effettuata è stata ricavata una  $V_{s30} = 516$  m/s. Pertanto è possibile classificare il suolo come **CATEGORIA B.**

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

#### 5.4 MODELLO DEL TERRENO DI FONDAZIONE

Data la presenza di terreni aventi scarse caratteristiche meccaniche fino ad una profondità variabile dai 4 ai 10 m, si è deciso di utilizzare delle fondazioni su pali. I pali sono collegati tra di loro da una platea da 60 cm la quale non da nessun contributo di portanza.

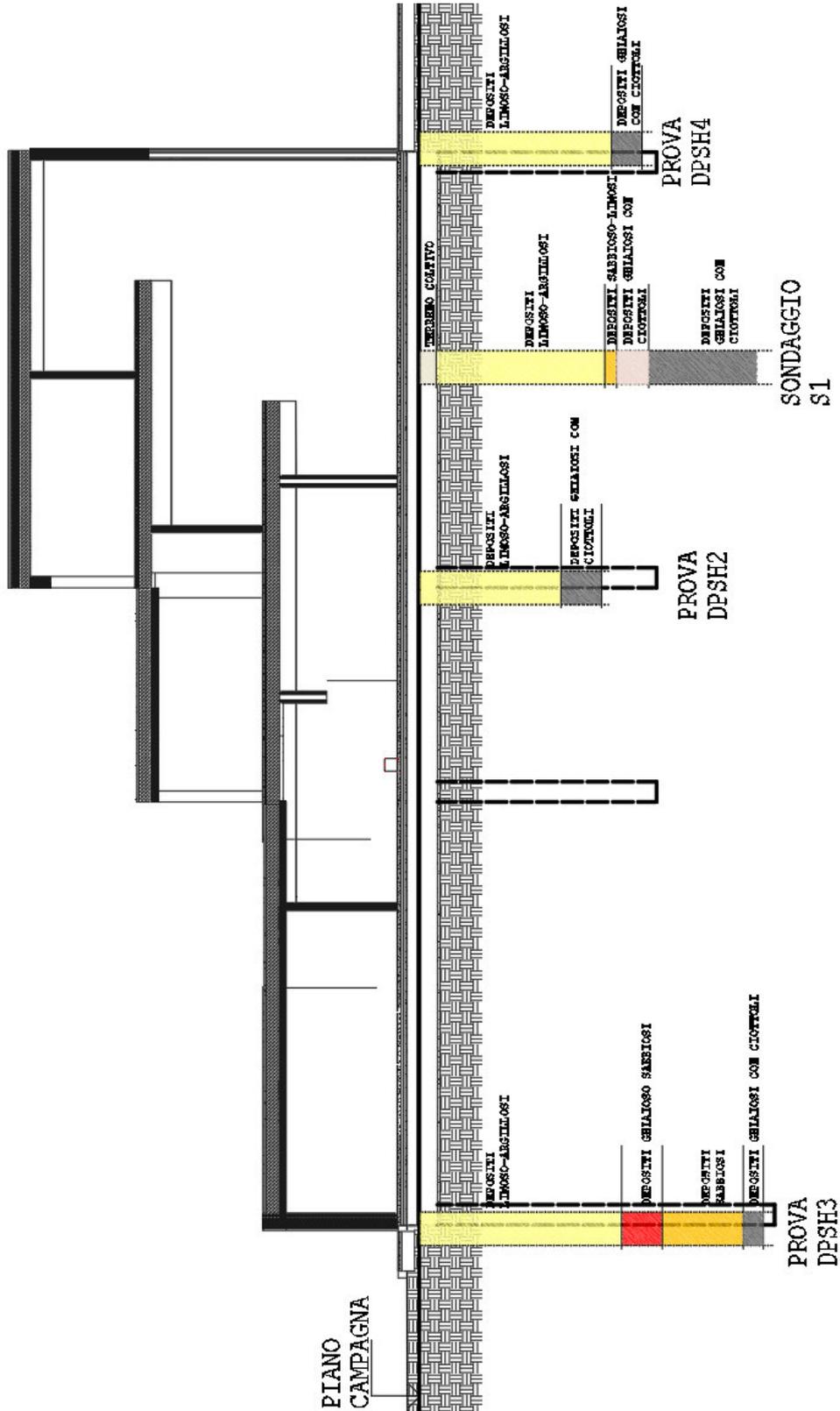


I pali hanno un diametro di 60 e 80 cm e una lunghezza di 650 cm.

Nella modellazione si sono valutati i cedimenti del sistema fondale in modo da ricavare le costanti di sottofondo dei pali. A favore di sicurezza si è considerata solamente la portata di punta del palo. La costante di sottofondo adottata in punta dei pali è di circa  $5,6 \text{ kN/mm}^3$ .



Il piano di posa delle fondazioni si trova a circa 54 cm al di sotto del piano campagna dell'area nella quale sono stati effettuati i sondaggi. Si riporta la distribuzione dei sondaggi su una sezione trasversale dell'edificio.





**6. MATERIALI PER USO STRUTTURALE**

I materiali utilizzati sono di seguito riportati;

- CALCESTRUZZO C32/40 (§4.1 NTC 2018)

Classi di resistenza dei calcestruzzi normali (UNI EN 1992-1-1:2005)																
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C28/35	C30/37	C32/40	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/67	C60/75	C70/85	C80/95	C90/105
$f_{ck}$ (Mpa)	12	16	20	25	28	30	32	35	40	45	50	55	60	70	80	90
$R_{ck,cube}$ (Mpa)	15	20	25	30	35	37	40	45	50	55	60	67	75	85	95	105
$f_{cm}$ (Mpa)	20	24	28	33	36	38	40	43	48	53	58	63	68	78	88	98
$f_{ctm}$ (Mpa)	1.6	1.9	2.2	2.6	2.8	2.9	3.0	3.2	3.5	3.8	4.1	4.2	4.4	4.6	4.8	5.0
$f_{ctk,0.005}$ (Mpa)	1.1	1.3	1.5	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.5	2.7	2.9	3.0	3.0	3.2	3.4	3.5
$f_{ctk,0.05}$ (Mpa)	2.0	2.5	2.9	3.3	3.6	3.8	3.9	4.2	4.6	4.9	5.3	5.5	5.7	6.0	6.3	6.6
$E_{cm}$ (Gpa)	27	29	30	31	32	33	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44
$n$	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	1.75	1.59	1.44	1.40	1.40
$E_{cu1}$ (‰)	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.2	3.0	2.8	2.8	2.8
$E_{cu2}$ (‰)	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6
$E_{cu2}$ (‰)	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.1	2.9	2.7	2.6	2.6
$E_{cu3}$ (‰)	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.75	1.8	1.9	2.0	2.2	2.3
$E_{cu3}$ (‰)	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.1	2.9	2.7	2.6	2.6
$\gamma_c$	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5

-  $f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \cdot 40}{1.5} = 22,67 \text{ MPa}$

- Dimensione massima dell'aggregato fondazione  $D_{max} = 22\text{mm}$
- Dimensione massima dell'aggregato elevazione  $D_{max} = 16\text{mm}$

Per il calcolo del copriferro si è fatto riferimento alla tabella C4.1.IV

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
$C_{min}$	$C_o$	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

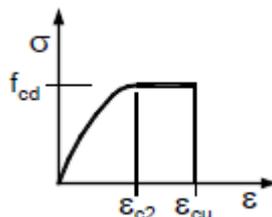
A tali valori si è aggiunta la tolleranza di posa pari a 10 mm.

Si ottiene

- Classe di esposizione XC1 (Solette elevazione e setti) - Copriferro 30mm
- Classe di esposizione XC1 (Pilastri e travi) - Copriferro 35mm
- Classe di esposizione XC2 (Platea Fondazione) - Copriferro 40mm
- Classe di esposizione XC2 (Pali fondazione) - Copriferro 50mm

La classe di consistenza prescritta è pari a S4.

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo è stato utilizzato il diagramma parabola-rettangolo.

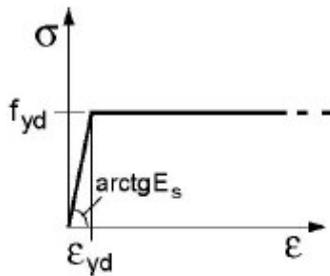




- ACCIAIO PER CALCESTRUZZO ARMATO:

- B450C:  $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1.15} = 391.3 \text{ MPa}$

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è stato adottato il diagramma elastico-perfettamente plastico indefinito.



Si riporta di seguito l'elenco materiali inseriti all'interno del software di calcolo:

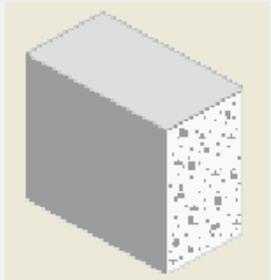
Id	Tipo / Note	V. caratter.	V. medio	Young	Poisson	G	Gamma	Alfa	Altri
		daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>2</sup>		daN/cm <sup>2</sup>	daN/cm <sup>3</sup>		
5	Calcestruzzo Classe C32/40			3.360e+05	0.20	1.400e+05	2.50e-03	1.00e-05	
	Resistenza Rc	400.0							
	Resistenza fctm		31.0						
	Rapporto Rfessurata								1.00
	Coefficiente ksb								0.85
	Rapporto HRDb								1.00e-05
	Rapporto HRDv								1.00e-05
149	Calcestruzzo Classe C32/40 all. - H36			2.910e+05	0.20	1.212e+05	1.88e-03	1.00e-05	
	Resistenza Rc	400.0							
	Resistenza fctm		31.0						
	Rapporto Rfessurata								1.00
	Coefficiente ksb								0.85
	Rapporto HRDb								1.00e-05
	Rapporto HRDv								1.00e-05
150	Calcestruzzo Classe C32/40 all. - H34			2.825e+05	0.20	1.177e+05	1.84e-03	1.00e-05	
	Resistenza Rc	400.0							
	Resistenza fctm		31.0						
	Rapporto Rfessurata								1.00
	Coefficiente ksb								0.85
	Rapporto HRDb								1.00e-05
	Rapporto HRDv								1.00e-05

I materiali 149 e 150 tengono conto della presenza di elementi di alleggerimento all'interno della soletta pertanto presentano peso e modulo elastico differente rispetto al materiale 5.



Definizione proprietà materiale tipo c.a.

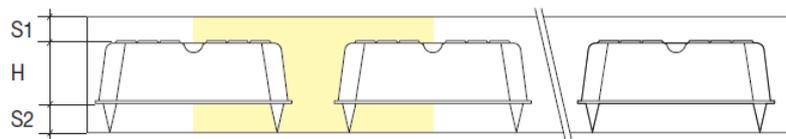
Stringa identificativa	Calcestruzzo Classe C32/40
<b>Generalità</b>	
<input type="checkbox"/> Materiale esistente	
<b>Resistenze</b>	
Resistenza Rck	400.0 [daN/cm <sup>2</sup> ]
Resistenza fctm	30.99 [daN/cm <sup>2</sup> ]
<input type="checkbox"/> Elasto-plastico per aste non lineari	
<b>Proprietà</b>	
Peso specifico	2.5000e-03 [daN/cm <sup>3</sup> ]
Dilatazione termica	1.0000e-05 [1/C]
Smorzamento	5.0
<b>Costanti elastiche</b>	
Modulo E	336000.0 [daN/cm <sup>2</sup> ]
Poisson	0.2
Modulo G	140000.0 [daN/cm <sup>2</sup> ]
<input type="checkbox"/> Ortotropo	
<b>Avanzate</b>	



OK Annulla

DETTAGLIO MATERIALE 5

Gli elementi di alleggerimento hanno dimensione in pianta 52x52cm e altezza variabile. La spaziatura tra un cassero e l'altro permette la formazione di travetti bidirezionali.



TIPOLOGICO SOLETTA ALLEGGERITA

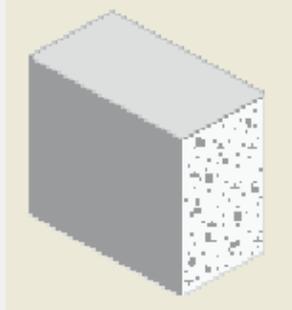
Si riporta il calcolo effettuato per determinare le caratteristiche delle solette H=8+20+8=36cm

H Sol.	0,36	m	U-BOOT	H	m <sup>3</sup>	Travetto	L	incidenza m <sup>2</sup>	interasse	
ycl	2500	kg/m <sup>3</sup>		20	0,039		14	2,3	66	
			Piedino (cm)	8						
Psol. Piena	900,0	kg/m <sup>2</sup>								
Psol. Detr	224,3	kg/m <sup>2</sup>								
Psol. All	675,8	kg/m <sup>2</sup>	Risp. Peso	24,9%						
γAll	1877,083	kg/m <sup>3</sup>								
SOLAIO	8	20	8	sez. rett.	b	h	Perdita J	C32/40	E [daN/cm <sup>2</sup> ]	G
J	443882,7	cm <sup>4</sup>			100	36		REALE	336427,777	140178,2
γ <sub>ef</sub> (interasse)	336274,7	cm <sup>4</sup> /m		J	388800	cm <sup>4</sup> /m	13,5%	EQUIV.	290978	121241



**Definizione proprietà materiale tipo c.a.**

Stringa identificativa	Calcestruzzo Classe C32/40 all H36
<b>Generalità</b>	
<input type="checkbox"/> Materiale esistente	
<b>Resistenze</b>	
Resistenza Rck	400.0 [daN/cm <sup>2</sup> ]
Resistenza fctm	30.99 [daN/cm <sup>2</sup> ]
<input type="checkbox"/> Elasto-plastico per aste non lineari	
<b>Proprietà</b>	
Peso specifico	1.8770e-03 [daN/cm <sup>3</sup> ]
Dilatazione termica	1.0000e-05 [1/C]
Smorzamento	5.0
<b>Costanti elastiche</b>	
Modulo E	290978.0 [daN/cm <sup>2</sup> ]
Poisson	0.2
Modulo G	121241.0 [daN/cm <sup>2</sup> ]
<input type="checkbox"/> Ortotropo	
<b>Avanzate</b>	



DETTAGLIO MATERIALE 161

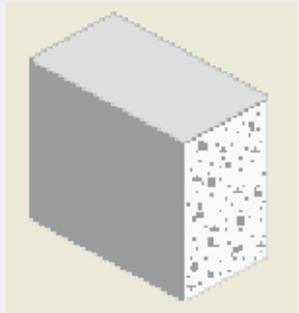
Si riporta il calcolo effettuato per determinare le caratteristiche della soletta di copertura H=7+20+7=34cm

H Sol.	0,34	m		U-BOOT	H	m <sup>3</sup>		Travetto	L	incidenza m <sup>2</sup>	interasse
ycl	2500	kg/m <sup>3</sup>			20	0,039			14	2,3	66
				Piedino (cm)	7						
Psol. Piena	850,0	kg/m <sup>2</sup>									
Psol. Detr	224,3	kg/m <sup>2</sup>									
Psol. All	625,8	kg/m <sup>2</sup>		Risp. Peso	26,4%						
γAll	1840,441	kg/m <sup>3</sup>									
<hr/>											
SOLAIO	7	20	7	sez. rett.	b	h	Perdita J	C32/40	E [daN/cm <sup>2</sup> ]	G	
J	363010,7	cm <sup>4</sup>			100	34		REALE	336427,777	140178,2	
J <sub>cor</sub> (interasse)	275008,1	cm <sup>4</sup> /m		J	327533	cm <sup>4</sup> /m	16,0%	EQUIV.	282476	117698	



Definizione proprietà materiale tipo c.a.

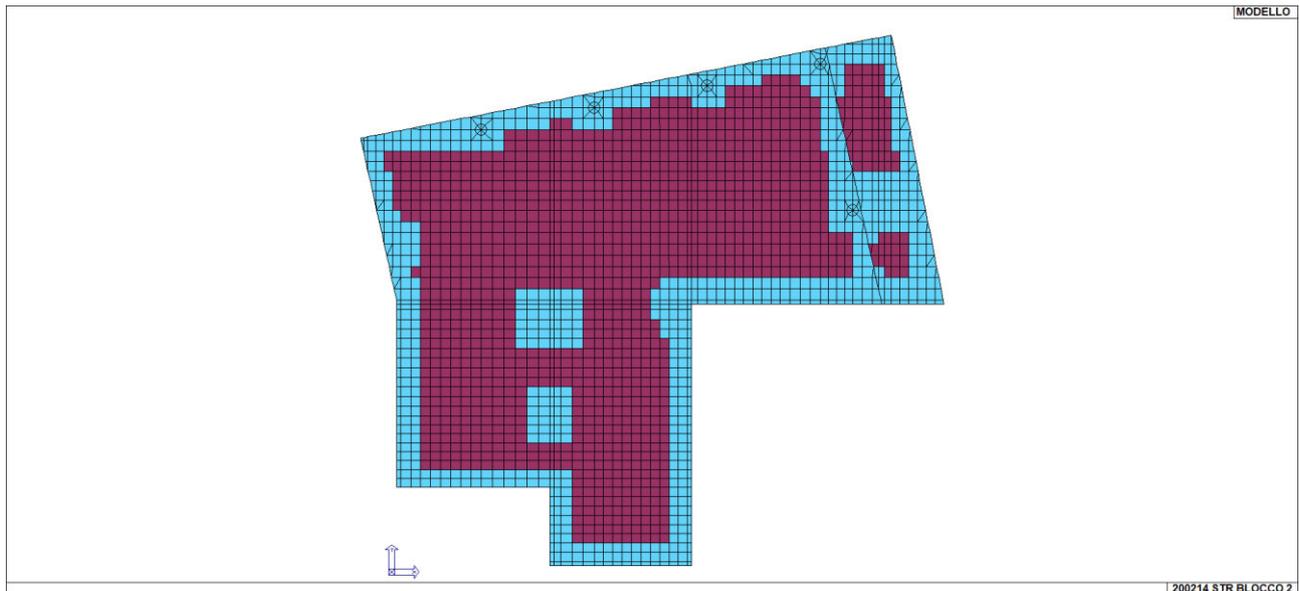
Stringa identificativa	Calcestruzzo Classe C32/40 all H34
<b>Generalità</b>	
<input type="checkbox"/> Materiale esistente	
<b>Resistenze</b>	
Resistenza Rck	400.0 [daN/cm <sup>2</sup> ]
Resistenza fctm	30.99 [daN/cm <sup>2</sup> ]
<input type="checkbox"/> Elasto-plastico per aste non lineari	
<b>Proprietà</b>	
Peso specifico	1.8400e-03 [daN/cm <sup>3</sup> ]
Dilatazione termica	1.0000e-05 [1/C]
Smorzamento	5.0
<b>Costanti elastiche</b>	
Modulo E	282476.0 [daN/cm <sup>2</sup> ]
Poisson	0.2
Modulo G	117698.0 [daN/cm <sup>2</sup> ]
<input type="checkbox"/> Ortotropo	
<b>Avanzate</b>	



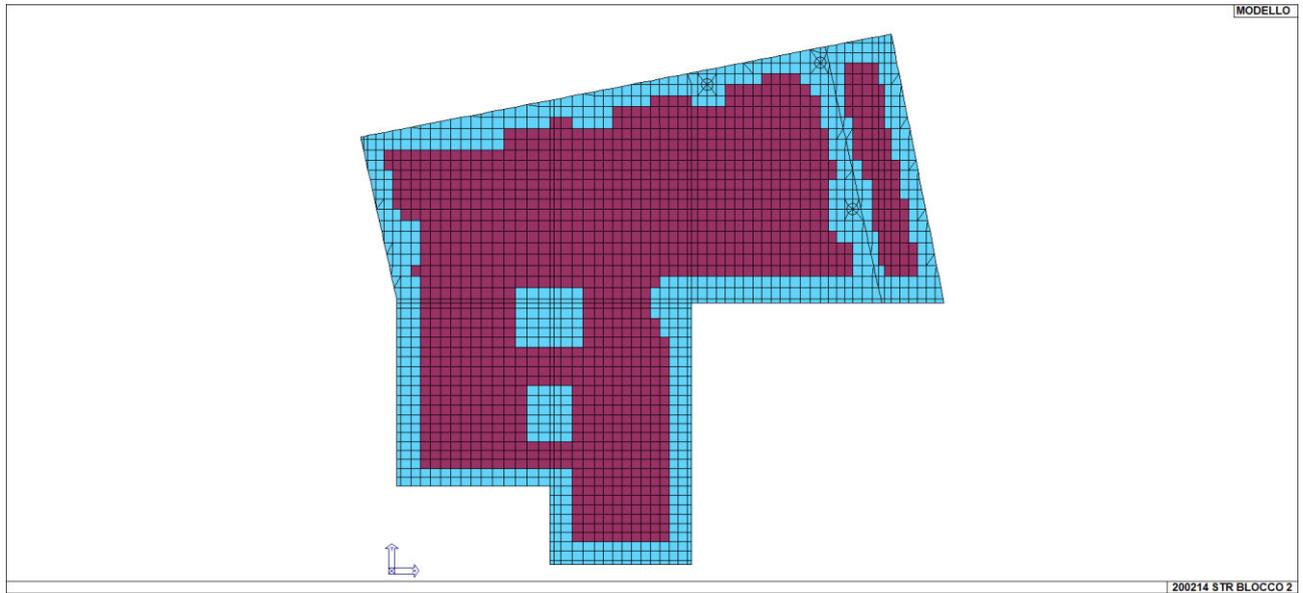
OK Annulla

DETTAGLIO MATERIALE 162

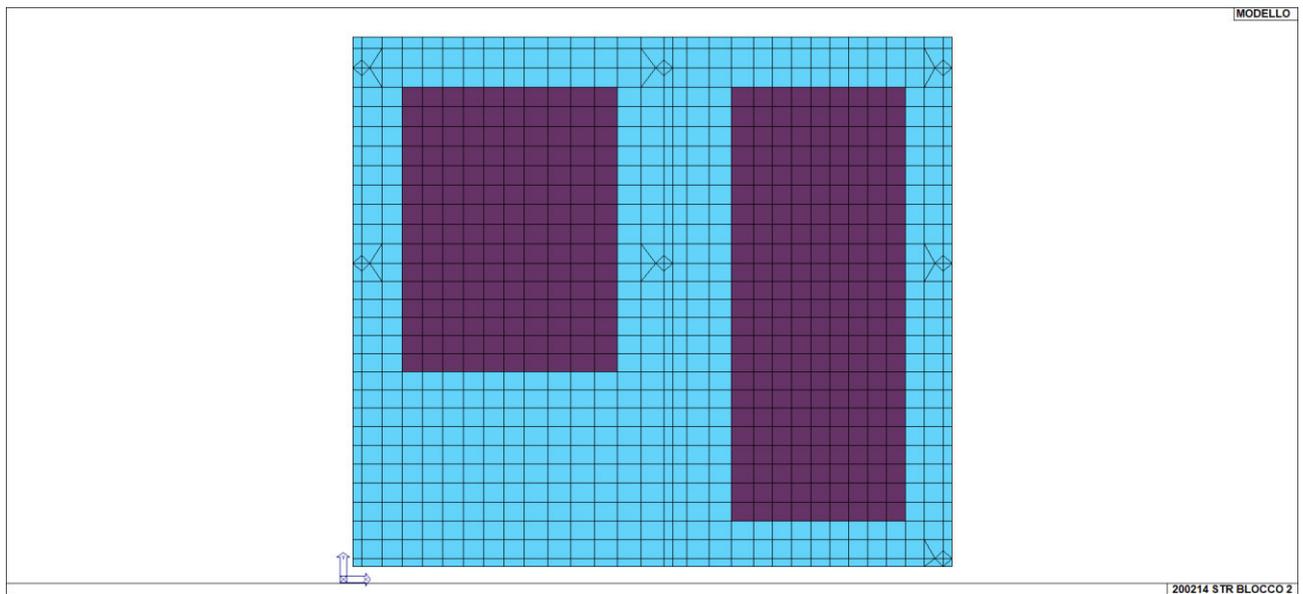
Si riporta la distribuzione degli elementi di alleggerimento all'interno del modello di calcolo:



DISTRIBUZIONE DEGLI ELEMENTI DI ALLEGGERIMENTO NELLE SOLETTA P1



DISTRIBUZIONE DEGLI ELEMENTI DI ALLEGGERIMENTO NELLE SOLETTA P2



DISTRIBUZIONE DEGLI ELEMENTI DI ALLEGGERIMENTO NELLE SOLETTA DI COPERTURA

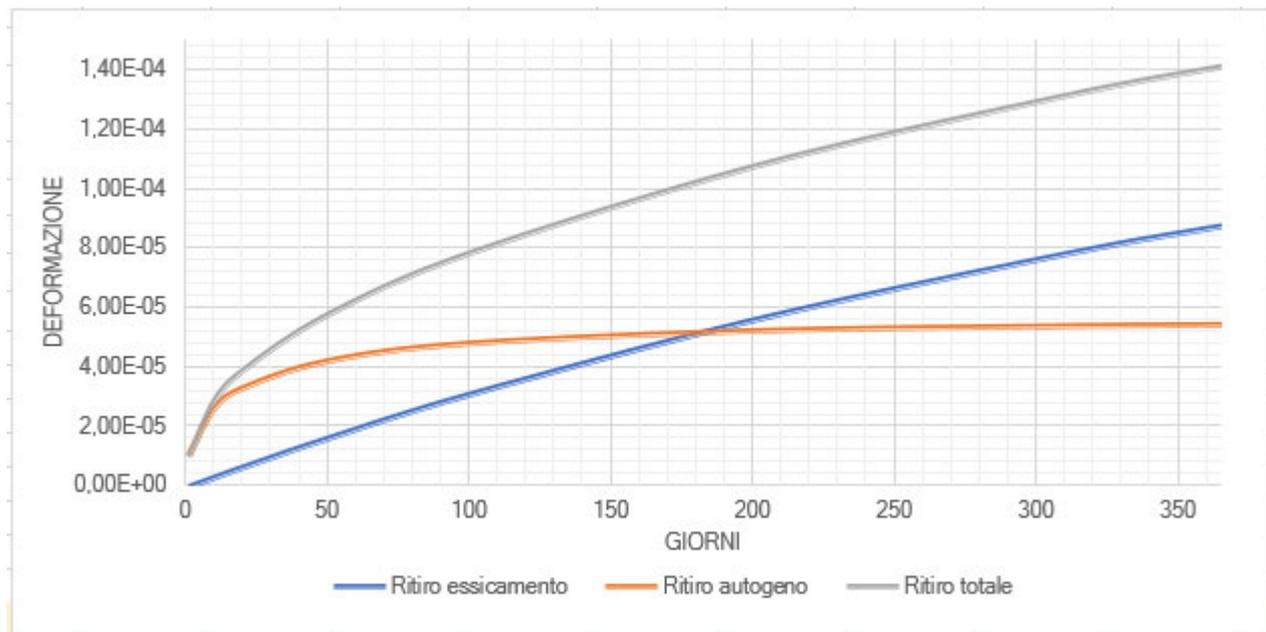


**7. COMPORTAMENTO REOLOGICO DEL CALCESTRUZZO**

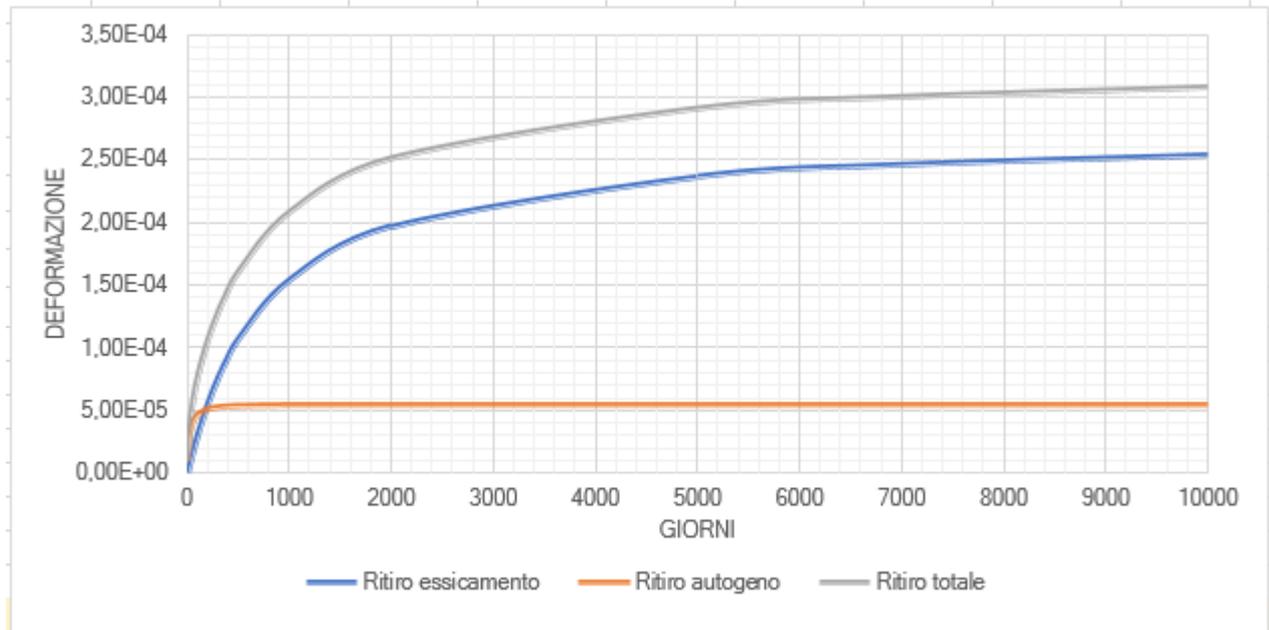
**7.1 DEFORMAZIONE DI RITIRO**

<b>Deformazione di ritiro (UNI EN 1992-1-1:2005)</b>			
Calcestruzzo utilizzato		C32/40	[-]
Tipo di cemento utilizzato		Classe N	[-]
Umidità relativa	RH	65	[%]
Area della sezione trasversale di calcestruzzo	$A_c$	360000	[mm <sup>2</sup> ]
Perimetro della parte di sezione trasversale esposta ad essiccamento	$u$	1000	[mm]
Età del calcestruzzo al momento considerato	$t$	10000,00	[giorni]
Età del calcestruzzo all'inizio del ritiro	$t_s$	2	[giorni]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck}$	32	[Mpa]
Resistenza media a compressione	$f_{cm}$	40	[Mpa]
Coefficiente dipendente dal tipo di cemento	$\alpha_{ds1}$	4	[-]
Coefficiente dipendente dal tipo di cemento	$\alpha_{ds2}$	0,12	[-]
Coefficiente dipendente dall'umidità relativa	$\beta_{RH}$	1,12	[-]
Deformazione di base dovuta a ritiro per essiccamento	$\epsilon_{cd,0}$	0,00039	[-]
Dimensione convenzionale della sezione trasversale	$h_0$	720	[mm]
Coefficiente dipendente dalla dimensione convenzionale $h_0$	$k_h$	0,7	[-]
Coefficiente dipendente dal tempo e dalla dimensione convenzionale $h_0$	$\beta_{ds}(t,t_s)$	0,93	[-]
Coefficiente dipendente dal tempo	$\beta_{ds}(t,t_s)$	1,00	[-]
<b>Deformazione da ritiro per essiccamento</b>	$\epsilon_{cd}(t)$	<b>2,54E-04</b>	[-]
<b>Deformazione da ritiro autogeno</b>	$\epsilon_{ca}(t)$	<b>5,50E-05</b>	[-]
<b>Deformazione totale da ritiro</b>	$\epsilon_{cs}(t)$	<b>3,09E-04</b>	[-]
Coefficiente dilatazione termica calcestruzzo	$\alpha$	1,00E-05	[1/°C]
Temperatura equivalente	$\Delta T$	-31	[°C]

Gli effetti di ritiro sono stati considerati applicando una temperatura equivalente pari a 31°C agli stati limite di esercizio.



DEFORMAZIONE DA RITIRO DOPO UN ANNO

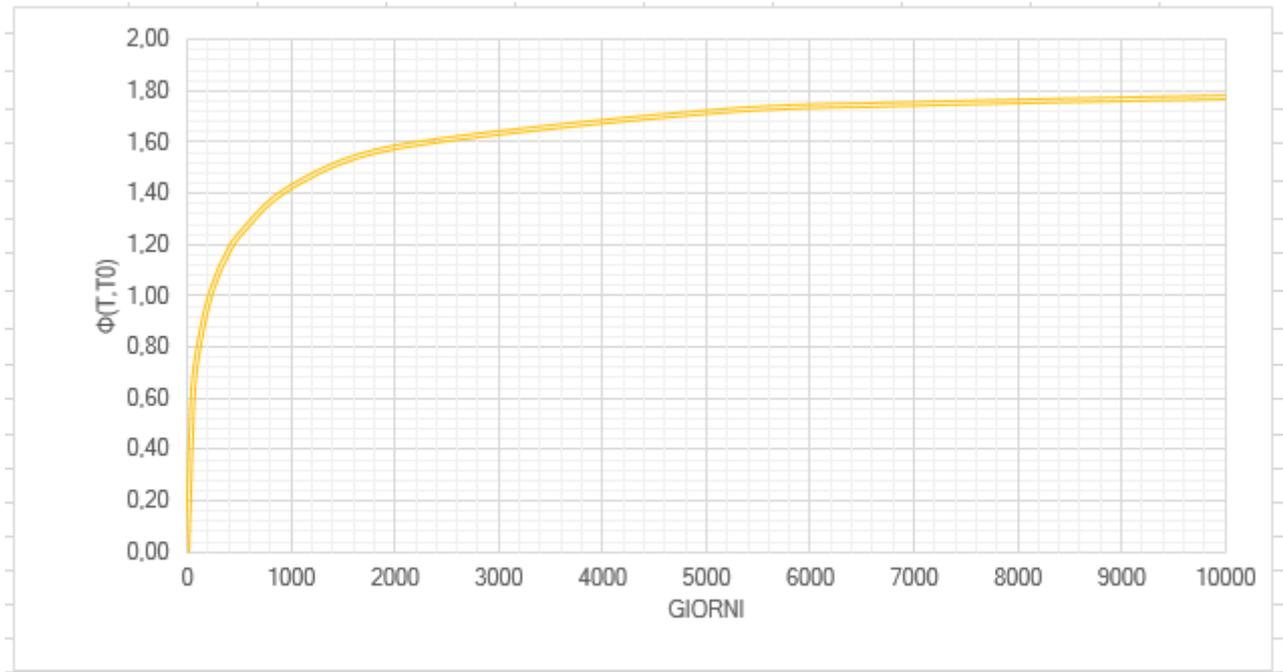


DEFORMAZIONE DI RITIRO A TEMPO INFINITO

7.2

DEFORMAZIONE PER VISCOSITÀ

<b>Deformazione per viscosità (UNI EN 1992-1-1:2005)</b>			
Età del calcestruzzo al momento considerato	t	10000,00	[giorni]
Età del calcestruzzo al momento dell'applicazione del carico	t <sub>0</sub>	21	[giorni]
Coefficiente dipendente dal tipo di cemento utilizzato	s	0,25	[-]
Coefficiente dipendente dall'età del calcestruzzo	β <sub>cc</sub> (t)	1,27	[-]
Resistenza media a compressione all'età t	f <sub>cm</sub> (t)	50,69	[Mpa]
Modulo elastico calcestruzzo all'età t	E <sub>cm</sub> (t)	35,80	[Gpa]
Coefficiente che tiene conto dell'effetto della resistenza del calcestruzzo	β(f <sub>cm</sub> )	2,66	[-]
Coeff. che tiene conto dell'età del calces. al momento di app.del carico	β(t <sub>0</sub> )	0,52	[-]
Coefficienti che tengono conto della resistenza del calcestruzzo	α <sub>1</sub>	0,91	[-]
	α <sub>2</sub>	0,97	[-]
	α <sub>3</sub>	0,94	[-]
Coefficienti che tengono conto dell'umidità relativa	φ <sub>RH</sub>	1,35	[-]
<b>Coefficiente nominale di viscosità</b>	φ <sub>0</sub>	<b>1,84</b>	[-]
Coefficiente che tiene in conto l'umidità relativa e la dimensione h <sub>0</sub>	β <sub>H</sub>	1326,19	[-]
Coefficiente atto a descrivere l'evoluzione della viscosità nel tempo	β <sub>c</sub> (t,t <sub>0</sub> )	0,96	[-]
<b>Coefficiente di viscosità al tempo t</b>	φ(t,t <sub>0</sub> )	<b>1,78</b>	[-]
<b>Coefficiente di viscosità al tempo infinito</b>	φ(t,∞)	<b>1,84</b>	[-]



COEFFICIENTE DI VISCOSITÀ A TEMPO INFINITO

**8. ANALISI DEI CARICHI**

ANALISI DEI CARICHI	Permanenti [daN/m2]	Variabili [daN/m2]
SOLAIO CONTROTERRA		
Vespaio areato H=35cm	95	
Soletta armata 5 cm	125	
Pannello isolante sp. 12 cm	5	
Sottofondo sp. 8 cm	170	
Elementi divisori	80	
Sovraccarico variabile [Cat.C1] (TAB 3.1.II)		300
Scale comuni, balconi e ballatoi [Cat.C] (TAB 3.1.II)		400
TOTALE G1	395	
TOTALE G2	80	

	Permanenti [daN/m2]	Variabili [daN/m2]
SOLAIO INTERPIANO		
Massetto alleggerito Sp. 11 cm	45	
Isolante + risc pavimento	35	
Massetto sabbia cemento	100	
Impianti Appesi	50	
Controsoffitto	20	
Elementi divisori	120	
Sovraccarico variabile [Cat.C1] (TAB 3.1.II)		300
Scale comuni, balconi e ballatoi [Cat.C] (TAB 3.1.II)		400
TOTALE G1	250	
TOTALE G2	80	

	Permanenti [daN/m2]	Variabili [daN/m2]
SOLAIO TERRAZZO		
Pannello in Xps sp. 14 cm	5	
Tavolato sp. 2,5 cm	15	
Pavimento Galleggiante	100	
Impianti Appesi	50	
Controsoffitto	20	
Scale comuni, balconi e ballatoi [Cat.C] (TAB 3.1.II)		400
TOTALE G1	190	

	Permanenti [daN/m2]	Variabili [daN/m2]
SOLAIO COPERTURA		
Isolante lana di roccia sp. 20 cm	25	
Sistema lastre alluminio	50	
Impianti Appesi	50	
Controsoffitto	20	
Pannelli fotovoltaici	20	
Sovraccarico Neve		153
TOTALE G1	165	

	Permanenti [daN/m2]	Variabili [daN/m2]
TAMPONAMENTO PERIMETRALE		
Tamponatura perimetrale realizzata con telai in legno rivestiti	81	



TOTALE	81
--------	----

I valori dei sovraccarichi e dei coefficienti di combinazione sono stati determinati dalla tabella 3.1.II e 2.5.I delle NTC 2018:

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

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	

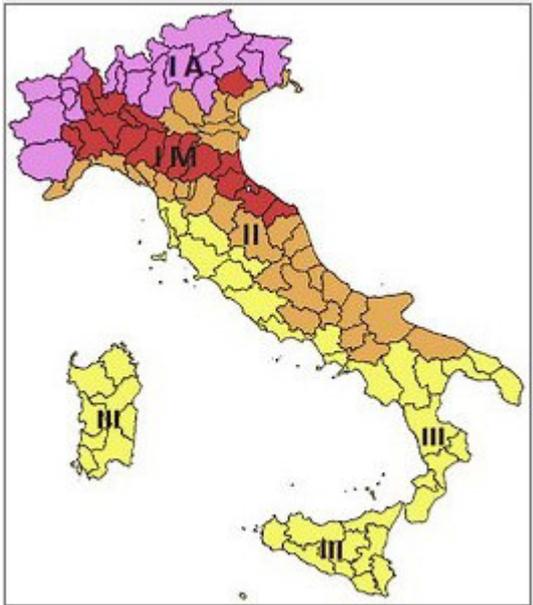
Tab. 2.5.I - Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	$\Psi_0$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6

Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	da valutarsi caso per caso		
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0



## 8.1 AZIONE DELLA NEVE (§3.4 NTC 2018)



Zona Neve = I Alpina

Periodo di ritorno,  $Tr = 50$  anni

$Ctr = 1$  per  $Tr = 50$  anni

$Ce$  (coeff. di esposizione al vento) = 1,00

Valore caratteristico del carico al suolo =  $q_{sk} Ce = 153$  daN/mq

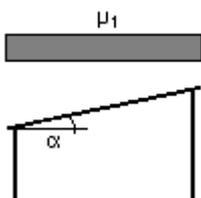
- Copertura ad una falda:

Angolo di inclinazione della falda  $\alpha = 0,0^\circ$

Copertura piana  $W = 22,0$  m,  $L = 43,0$  m  $\Rightarrow Lc = 32,7$ ,  $C_{ef} = 1.000$

$\mu_1 = 0,80 \Rightarrow Q_1 = 122$  daN/mq

Schema di carico:



Coperture adiacenti o vicine a costruzioni più alte:

Angolo di inclinazione della falda  $\alpha = 0,0^\circ$

$b_1 = 13,0$  m,  $b_2 = 9$  m,  $h = 3,7$  m



$$\mu_1 = 0,80 \Rightarrow Q_1 = 122 \text{ daN/mq}$$

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w = 0,00 + 2,97 = 2,97 \Rightarrow Q_2 = 460 \text{ daN/mq}$$

$$l_s = 8 \text{ m}$$

Schema di carico:

**Coefficiente di forma (copertura adiacenti o vicine a costruzioni più alte)**

$b_1$ [m]	13
$b_2$ [m]	9
$h$ [m]	3,7
$\alpha$ [°]	0

$l_s$ [m]	7,4
$\mu_1$	0,8

$$\mu_2 = \mu_s + \mu_w$$

$\mu_s$	0
---------	---

$$\mu_w = (b_1 + b_2) / 2h \leq \gamma h / q_{sk}$$

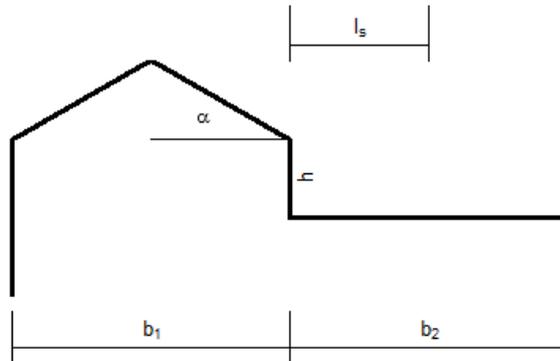
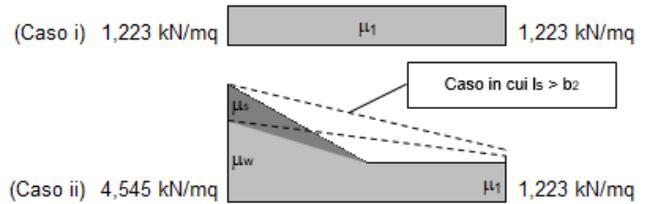
$(b_1 + b_2) / 2h$	2,973
--------------------	-------

$\gamma h / q_{sk}$	4,841
---------------------	-------

$\mu_w$	2,973
---------	-------

$$(0,8 \leq \mu_w \leq 4,0)$$

$\mu_2$	2,973
---------	-------



**8.2 AZIONE DEL VENTO (§3.3 NTC 2018)**

Zona vento = 1

Velocità base della zona,  $V_{b.o} = 25 \text{ m/s}$  (Tab. 3.3.I)

Altitudine base della zona,  $A_o = 1000 \text{ m}$  (Tab. 3.3.I)

Altitudine del sito,  $A_s = 230 \text{ m}$

Velocità di riferimento,  $V_b = 25,00 \text{ m/s}$  ( $V_b = V_{b.o}$  per  $A_s \leq A_o$ )

Periodo di ritorno,  $Tr = 50 \text{ anni}$

$Cr = 1$  per  $Tr = 50 \text{ anni}$

Velocità riferita al periodo di ritorno di progetto,  $V_r = V_b Cr = 25,00 \text{ m/s}$

Classe di rugosità del terreno: B

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



Esposizione: Cat. IV - Entroterra fino a 500 m di altitudine

(  $K_r = 0,22$ ;  $Z_o = 0,30$  m;  $Z_{min} = 8$  m )

Pressione cinetica di riferimento,  $q_b = 39$  daN/mq

Coefficiente di forma,  $C_p = 1,00$

Coefficiente dinamico,  $C_d = 1,00$

Coefficiente di esposizione,  $C_e = 1,82$

Coefficiente di esposizione topografica,  $C_t = 1,00$

Altezza dell'edificio,  $h = 10,55$  m

Pressione del vento,  $p = q_b C_e C_p C_d = 71$  daN/mq

### **8.3 AZIONI TERMICHE SUGLI EDIFICI (§3.5.5 NTC 2018)**

Per le strutture in c.a. si è considerato un  $\Delta T \pm 10^\circ\text{C}$



## 9. COMBINAZIONE DEI CARICHI

I carichi sono stati combinati secondo quanto previsto dalle NTC 2018 al §2.5.3

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

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

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

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

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

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

I coefficienti parziali utilizzati sono quelli della tab 2.6.I delle NTC 2018.

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

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

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



## 10. PARAMETRI DI PROGETTO PER LA DEFINIZIONE DELL'AZIONE SISMICA DI BASE DEL SITO

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://essel.mi.ingv.it/>. Per punti non coincidenti con il reticolo di riferimento e periodi di ritorno non contemplati direttamente si opera come indicato nell'allegato alle NTC (rispettivamente media pesata e interpolazione).

L'azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento  $V_r$  che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso (vedi tabella Parametri della struttura). Fissato il periodo di riferimento  $V_r$  e la probabilità di superamento  $P_{ver}$  associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno  $T_r$  e i relativi parametri di pericolosità sismica (vedi tabella successiva):

- ag: accelerazione orizzontale massima del terreno;
- Fo: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T\*c: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

Per il Blocco 1 i parametri di progetto utili alla definizione dell'azione sismica di base sono:

- vita nominale  $V_N = 50$  (anni);
- classe d'uso: III;
- periodo di riferimento  $V_R = 75$  (anni);
- categoria del sottosuolo B;
- categoria topografica T1;
- coordinate geografiche del sito: Longitudine 7.8224, Latitudine 45.1309.

Parametri della struttura					
Classe d'uso	Vita $V_n$ [anni]	Coeff. Uso	Periodo $V_r$ [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
III	50.0	1.5	75.0	B	T1



Passo 1

Classe d' uso

I edifici di minor importanza per la sicurezza pubblica [edifici agricoli...]

II edifici ordinari

III edifici importanti in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso (scuole, teatri...)

IV edifici la cui funzionalità ha importanza fondamentale per la protezione civile (ospedali, municipi...)

Pericolosità e zonazione

pericolosità sismica

agS per SLV:

Modalità di progettazione semplificata per agS<0.075

Strutture esistenti

LC1: conoscenza limitata

LC2: conoscenza adeguata

LC3: conoscenza accurata

Fattore di confidenza FC:

< Indietro
Avanti >
Annulla
Aggiorna

Passo 2

Categoria di suolo di fondazione

A Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi ...

B Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti ...

C Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti ...

D Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti ...

E Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D ...

Categoria topografica

T1

T2 in sommità al pendio

T3 in cresta al rilievo con moderata

T4 in cresta al rilievo

quota relativa (%)

Risposta sismica locale

Usa RSL

< Indietro
Avanti >
Annulla
Aggiorna

Individuati su reticolo di riferimento i parametri di pericolosità sismica si valutano i parametri spettrali riportati nelle tabelle:

- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente  $S = S_s \cdot S_t$  (3.2.3)
- $F_o$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale
- $F_v$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima verticale, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno ag su sito di riferimento rigido orizzontale
- $T_b$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante.
- $T_c$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante.
- $T_d$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante.



Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza
Loc.	7.822	45.131	Km
13572	7.755	45.098	6.410
13573	7.826	45.101	3.326
13351	7.821	45.151	2.230
13350	7.750	45.148	5.969

SL	Pver	Tr	ag	Fo	T*c
		Anni	g		sec
SLO	81.0	45.0	0.023	2.610	0.180
SLD	63.0	75.0	0.028	2.650	0.200
SLV	10.0	712.0	0.051	2.750	0.290
SLC	5.0	1462.0	0.059	2.820	0.300

SL	ag	S	Fo	Fv	Tb	Tc	Td
	g				sec	sec	sec
SLO	0.023	1.200	2.610	0.539	0.093	0.279	1.694
SLD	0.028	1.200	2.650	0.601	0.101	0.304	1.713
SLV	0.051	1.200	2.750	0.838	0.136	0.409	1.804
SLC	0.059	1.200	2.820	0.926	0.140	0.420	1.836

Valutazione della pericolosità sismica

**ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA**

p.e. 10% in 50 anni

Nota: per il calcolo dei parametri sismici  
 1) inserire le coordinate geografiche 2) introdurre Vn e Cu  
 Per le isole è possibile utilizzare come località: gruppo isole N (con N = 1,2,3,4,5)

Vertici della maglia elementare	Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza [km]
	13572	7.755	45.098	6.410
	13573	7.826	45.101	3.326
	13351	7.821	45.151	2.230
	13350	7.750	45.148	5.969

Coordinate geografiche  
 Località: **GASSINO TORINESE (TO)**   
 Longitudine: 7.8224 Latitudine: 45.1309

Parametri per le forme spettrali

	Pver	Tr	ag [g]	Fo	T*c
SLO	81	45	0.023	2.610	0.180
SLD	63	75	0.028	2.650	0.200
SLV	10	712	0.051	2.750	0.290
SLC	5	1462	0.059	2.820	0.300

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Vita Vn [anni]	Coefficiente uso Cu	Periodo Vr [anni]	Livello di sicurezza per esistenti %
50	1.5	75	100

Rimuovi limiti Vr e Tr (di norma NO)

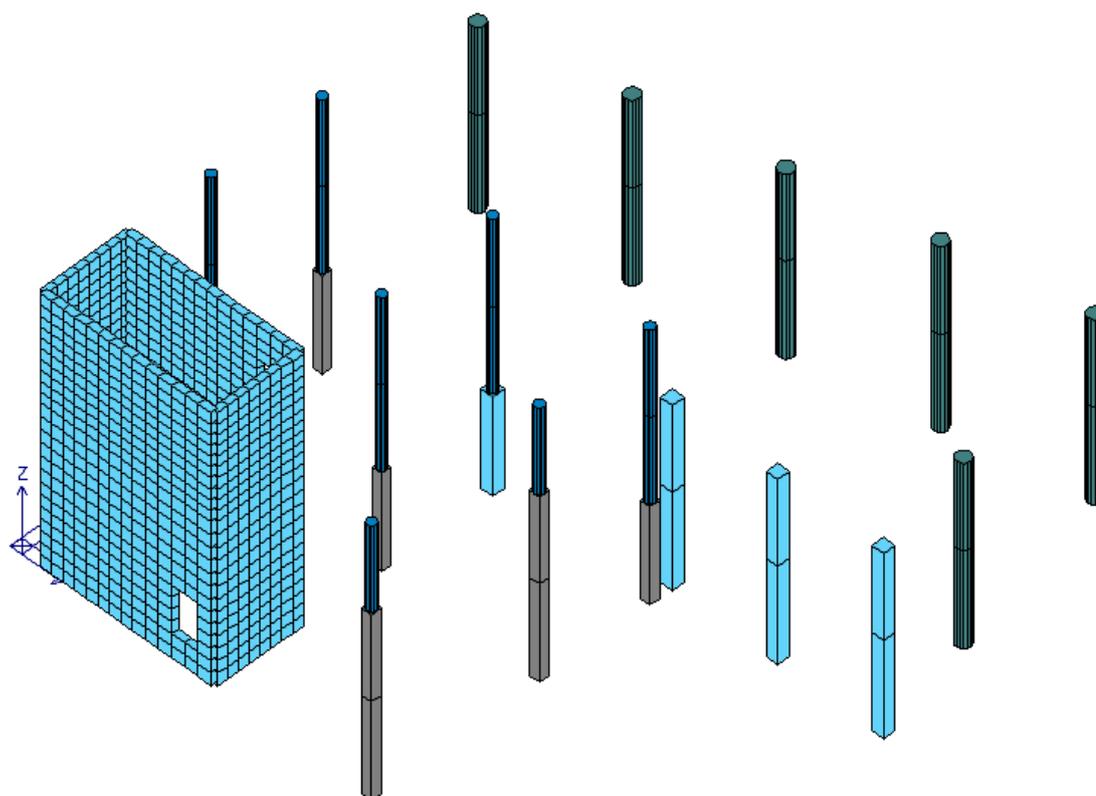


## 11. CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

### 11.1 ELEMENTI PRIMARI/SECONDARI

In accordo con il §7.2.2 delle NTC 2018 i sistemi strutturali possono essere considerati:

- elementi strutturali primari, ai quali è affidata l'intera capacità antisismica del sistema; Gli elementi sismo resistenti della struttura sono i setti in C.A. e i pilastri in c.a.



ELEMENTI SISMO RESISTENTI

### 11.2 FATTORE DI COMPORTAMENTO

Si è scelto di progettare le strutture secondo un comportamento non dissipativo. Data la non regolarità dello schema strutturale in pianta e in altezza si è utilizzato un fattore di comportamento **g = 1**. Tale scelta comporta:

- COSTRUZIONI IN CALCESTRUZZO (ai sensi del §7.4.1 delle NTC 2018): la capacità delle membrature è valutata in accordo con le regole di cui al §4.1 delle NTC 2018, **senza nessun requisito aggiuntivo**, a condizione



che in nessuna sezione si superi il momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico. Nelle verifiche si sono quindi utilizzati i diagrammi del calcestruzzo e dell'acciaio fino al limite elastico.

Impostazioni per il calcolo dello stato limite ultimo

diagramma tensioni deformazioni per acciaio:

- elastico-perfettamente plastico finito (1% da DM96)
- elastico-perfettamente plastico indefinito
- bilineare finito con incrudimento
- limite elastico

diagramma tensioni deformazioni per cls:

- parabola rettangolo (formula EC2 3.17)
- triangolo - rettangolo
- rettangolo
- parabola - limite elastico

Passo 3

Parametri e fattori spettrali

S.L.	ag	S	Fo	Fv	TB	TC	TD
SLO	0.023	1.200	2.610	0.539	0.093	0.279	1.694
SLD	0.028	1.200	2.650	0.601	0.101	0.304	1.713
SLV	0.051	1.200	2.750	0.838	0.136	0.409	1.804
SLC	0.059	1.200	2.820	0.926	0.140	0.420	1.836

Verticale per tutti: 1.000

eta SLO q SLD x q SLD y q SLD z q SLU x q SLU y q SLU z

1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	Aiuto...
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	----------

Smorzamento... 1.0 1.0 <= Esistenti v. fragili

Duttilità

- ND - non dissipativa
- B - media
- A - alta

Regolarità

- in pianta
- in altezza

Edifici isolati

2.0 T is

10.0 s esi

Info...

S (oriz.)

Sv (vert.)

< Indietro Avanti > Annulla Aggiorna

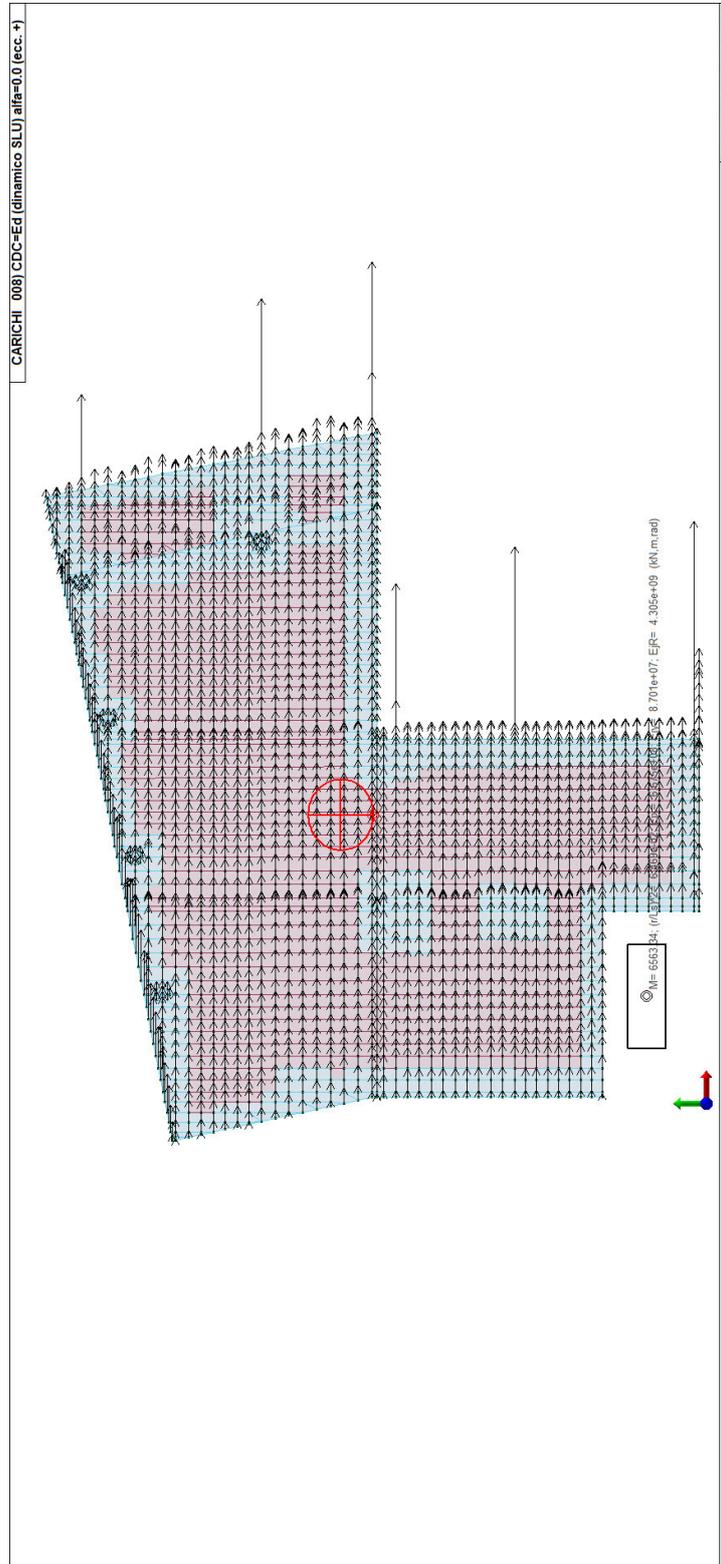
La componente verticale del sisma è stata trascurata in quanto non si rientra nelle casistiche riportate nel §7.2.2 delle NTC 2018.



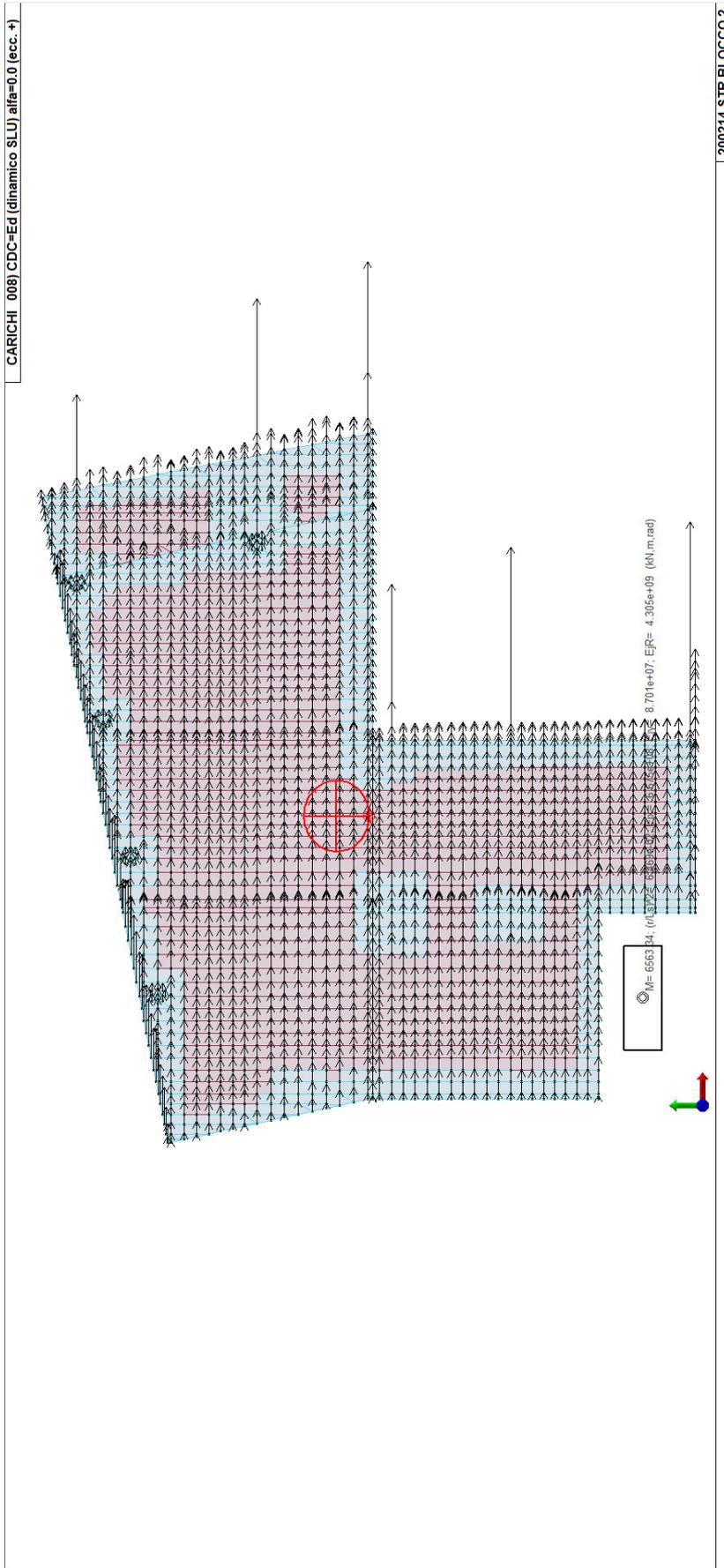
**12. METODO DI ANALISI**

Si è ricorsi ad un'analisi di tipo lineare, tenendo conto dell'eccentricità accidentale del centro di massa.

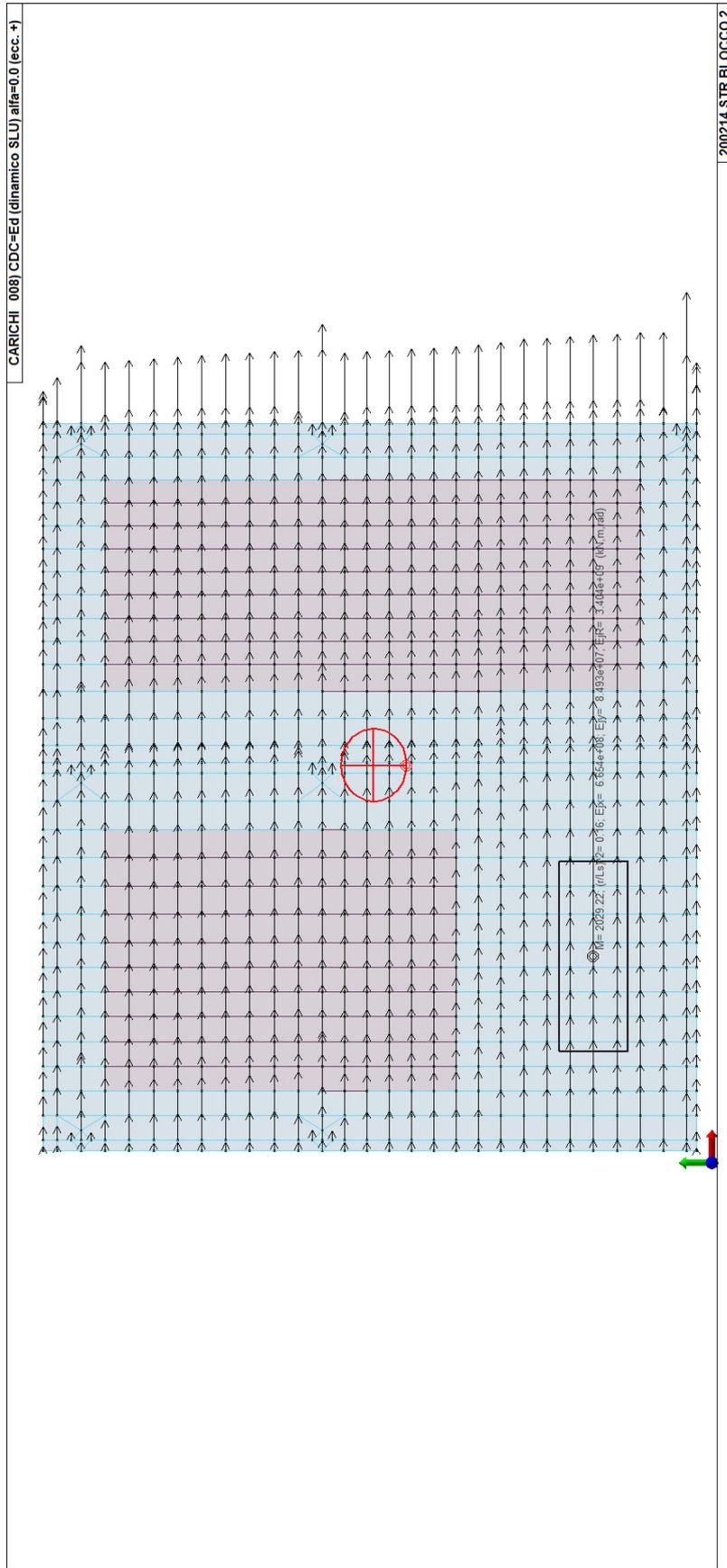
Si riportano le posizioni del centro di massa (pallino rosso) e del centro di rigidezza (pallino nero).



POSIZIONE CENTRO DI MASSA E CENTRO RIGIDEZZA P1



POSIZIONE CENTRO DI MASSA E CENTRO RIGIDEZZA P2



POSIZIONE CENTRO DI MASSA E CENTRO RIGIDEZZA COPERTURA



In accordo con il §7.3.3.1 delle NTC 2018, si è scelto di eseguire l'analisi lineare dinamica, che consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale, dove si sono considerati tutti i modi con massa partecipante significativa);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione degli effetti relativi ai singoli modi tramite la combinazione quadratica completa:

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

La risposta alle diverse componenti dell'azione sismica viene calcolata, con riferimento al §7.3.5 delle NTC 2018, usando l'espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z$$

Gli effetti più gravosi si ricavano dal confronto tra le tre combinazioni ottenute permutando circolarmente i coefficienti moltiplicativi.

La normativa richiede di considerare tutti i modi con una massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante sia superiore all'85%.



### 13. MODELLAZIONE STRUTTURALE

La modellazione, l'analisi, la verifica e l'interazione tra terreno e struttura è stata effettuata utilizzando il software agli elementi finiti PRO\_SAP prodotto dalla 2SI.

#### Affidabilità dei codici utilizzati

2S.I. ha verificato l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link:

<http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm>

La modellazione è strutturale è stata eseguita nel seguente modo:

- Travi e pilastri sono stati modellati come elementi tipo BEAM;
- I setti e la platea in C.A. sono stati modellati come elementi PLATE. Nelle solette sono stati modellati degli elementi PLATE con i moduli elastici modificati (vedi cap. 6) in modo da considerare gli alleggerimenti;
- Il vincolo di fondazione è costituito da suolo alla Winkler;
- La capacità portante della platea di fondazione è stata trascurata;
- Le azioni sismiche orizzontali sono totalmente assorbite dai setti e dai pilastri in C.A.;
- I tamponamenti sono stati considerati come carichi verticali lineari e quindi non contribuiscono alla rigidezza globale dell'edificio.



## 14. VERIFICHE SLE

### 14.1 DEFORMAZIONI

La deformazione di un elemento o di una struttura deve, di regola, essere tale da non compromettere la funzionalità o l'aspetto estetico. Le deformazioni non devono di regola superare quelle che possono essere sopportate senza inconvenienti da altri elementi collegati quali tramezzi, vetrate, rivestimenti, servizi o finiture.

L'aspetto e la funzionalità della struttura possono essere pregiudicati se l'inflessione calcolata di una trave, una piastra o sbalzo soggetto ai carichi quasi permanenti è maggiore di 1/250 della luce. L'inflessione va intesa come relativa agli appoggi. In relazione all'integrità delle pareti portate divisorie e di tamponamento, le frecce di travi e solai, sotto la condizione quasi permanente dei carichi non dovrebbero superare il limite di 1/500 della luce.

Per carichi di durata tale da produrre effetti viscosi, la deformazione totale, comprensiva dell'effetto della viscosità, può essere calcolata utilizzando un modulo di elasticità efficace del calcestruzzo:

$$E_{cm,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi} \text{ con } \varphi \rightarrow \text{coefficiente di viscosità a tempo infinito come calcolato nel capitolo 7.}$$

### 14.2 FESSURAZIONI

Le verifiche di fessurazione sono state condotte come previsto dal §4.1.2.2 delle NT.

- c) stato limite di apertura delle fessure, nel quale il valore limite di apertura della fessura calcolato al livello considerato è pari ad uno dei seguenti valori nominali:

$$w_1 = 0,2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0,3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0,4 \text{ mm}$$

#### 4.1.2.2.2 Condizioni ambientali

Ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche e della protezione contro il degrado del calcestruzzo, le condizioni ambientali possono essere suddivise in ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella Tab. 4.1.III con riferimento alle classi di esposizione definite nelle *Linee Guida per il calcestruzzo strutturale* emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nonché nella UNI EN 206:2016 .

Tab. 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

#### 4.1.2.2.4.3 Sensibilità delle armature alla corrosione

Le armature si distinguono in due gruppi:

- armature sensibili;
- armature poco sensibili.



**4.1.2.2.4.4 Scelta degli stati limite di fessurazione**

Nella Tab. 4.1.IV sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle esigenze sopra riportate.

Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile Stato limite	$w_k$	Poco sensibile Stato limite	$w_k$
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

$w_1, w_2, w_3$  sono definiti al § 4.1.2.2.4, il valore  $w_k$  è definito al § 4.1.2.2.4.5.

**14.3 LIMITAZIONE DELLE TENSIONI**

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

**4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio**

La massima tensione di compressione del calcestruzzo  $\sigma_{c,max}$ , deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica} \quad [4.1.15]$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad [4.1.16]$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra prescritti vanno ridotti del 20%.

**4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio**

La tensione massima,  $\sigma_{s,max}$ , per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8 f_{yk} \quad [4.1.17]$$



**15. RISULTATI ANALISI SISMICHE**

Gli stati limite sismici considerati nell'analisi sono SLV e SLO.

Per ciascun caso di carico sismico viene riportato l'insieme di dati sotto riportati (le masse sono espresse in unità di forza). Analisi sismica dinamica con spettro di risposta:

- quota, posizione del centro di massa e massa risultante, posizione del baricentro delle rigidzze
- frequenza, periodo, accelerazione spettrale, massa eccitata nelle tre direzioni globali per tutti i modi
- massa complessiva ed aliquota di massa complessiva eccitata.

Sono stati considerati 9 modi di vibrare i quali movimentano l'85% delle masse.

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	
			categoria suolo: B
			fattore di sito S = 1.200
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.168 g
			angolo di ingresso:0.0
			eccentricità aggiuntiva: positiva
			periodo proprio T1: 0.563 sec.
			fattore g: 1.000
			fattore per spost. mu d: 1.000
			classe di duttilità CD: ND
			numero di modi considerati: 9
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
cm	daN	cm	cm	cm	cm	cm	cm			
1101.00	2.029e+05	793.97	670.06	0.0	-64.70	412.34	235.19	0.162	0.603	1.923
1052.13	7912.14	410.78	234.91	0.0	-18.39	410.78	234.91	0.902	1.0702e-06	0.0
1005.25	7746.88	410.78	234.91	0.0	-18.39	410.78	234.91	0.902	0.0	0.0
958.38	7548.42	404.10	230.07	0.0	-18.39	410.53	206.85	0.934	0.011	0.101
911.50	7349.95	397.06	224.98	0.0	-18.39	410.53	206.85	0.934	0.023	0.079
864.63	7349.95	397.06	224.98	0.0	-18.39	410.53	206.85	0.934	0.023	0.079
817.75	7349.95	397.06	224.98	0.0	-18.39	410.53	206.85	0.934	0.023	0.079
770.88	7349.95	397.06	224.98	0.0	-18.39	410.53	206.85	0.934	0.023	0.079
724.00	5.750e+05	1167.84	1408.49	0.0	-131.18	433.84	239.88	0.066	1.045	4.614
703.20	320.94	566.82	165.96	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
682.40	320.94	525.17	165.96	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
676.67	7822.63	410.78	234.91	0.0	-18.39	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
661.60	320.94	483.53	165.96	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
640.80	320.94	441.88	165.96	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
629.33	8593.89	410.78	234.91	0.0	-18.39	410.78	234.91	0.902	0.0	1.6675e-06
620.00	320.94	400.24	165.96	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
599.20	320.94	358.59	165.96	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
578.40	320.94	316.94	165.96	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
572.67	9125.20	404.10	230.07	0.0	-18.39	410.53	206.85	0.934	0.011	0.101
557.60	320.94	275.30	165.96	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
536.80	320.94	233.65	165.96	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
516.00	1.409e+04	296.54	229.44	0.0	-18.39	410.53	206.85	0.934	0.190	0.099
497.11	647.82	238.28	303.85	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
478.22	647.82	284.55	303.85	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
459.33	9533.10	392.56	230.34	0.0	-18.39	410.53	206.85	0.934	0.030	0.103
440.44	647.82	377.10	303.85	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
421.56	647.82	423.37	303.85	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
402.67	9533.10	401.99	230.34	0.0	-18.39	410.53	206.85	0.934	0.014	0.103
383.78	647.82	515.92	303.85	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
364.89	647.82	562.19	303.85	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
346.00	6.563e+05	1168.66	1469.17	0.0	-131.18	434.70	240.19	0.065	1.043	4.839
329.65	308.46	566.82	165.96	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
313.30	308.46	525.17	165.96	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
296.95	308.46	483.53	165.96	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
287.50	9172.31	410.78	234.91	0.0	-18.39	410.78	234.91	0.902	0.0	0.0
280.60	308.46	441.88	165.96	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0



Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
264.25	308.46	400.24	165.96	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
247.90	308.46	358.59	165.96	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
235.00	8231.95	397.06	234.91	0.0	-18.39	410.27	234.91	1.011	0.023	0.0
231.55	308.46	316.94	165.96	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
215.20	308.46	275.30	165.96	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
198.85	308.46	233.65	165.96	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
182.50	1.298e+04	278.94	235.79	0.0	-18.39	410.27	234.91	1.011	0.229	0.004
165.00	641.23	238.28	303.85	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
147.50	641.23	284.55	303.85	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
130.00	8428.62	377.89	240.15	0.0	-18.39	410.27	234.91	1.011	0.056	0.022
112.50	641.23	377.10	303.85	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
95.00	641.23	423.37	303.85	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
77.50	8428.62	388.45	240.15	0.0	-18.39	410.27	234.91	1.011	0.038	0.022
60.00	641.23	515.92	303.85	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
42.50	641.23	562.19	303.85	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
25.00	8778.78	410.23	239.20	0.0	-18.39	414.98	234.91	0.904	0.008	0.019
Risulta	1.615e+06									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spet- trale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia	Energia x v
	Hz	sec	g	daN		daN		daN			
1	1.619	0.618	0.111	1.479e+05	9.2	1.372e+06	84.9	93.20	5.77e-03	0.0	0.0
2	1.775	0.563	0.122	1.372e+06	85.0	1.588e+05	9.8	395.03	2.45e-02	0.0	0.0
3	2.273	0.440	0.156	3.594e+04	2.2	8271.77	0.5	17.63	1.09e-03	0.0	0.0
4	6.052	0.165	0.168	36.35	2.25e-03	4.49	2.78e-04	7.470e+05	46.3	0.0	0.0
5	6.792	0.147	0.168	3.465e+04	2.1	1.662e+04	1.0	5.504e+04	3.4	0.0	0.0
6	7.006	0.143	0.168	1089.83	6.75e-02	3.923e+04	2.4	2.199e+05	13.6	0.0	0.0
7	8.302	0.120	0.156	1.778e+04	1.1	1.830e+04	1.1	1.384e+05	8.6	0.0	0.0
8	8.676	0.115	0.152	2537.92	0.2	461.47	2.86e-02	9.657e+04	6.0	0.0	0.0
9	12.348	0.081	0.125	401.32	2.49e-02	4.90	3.04e-04	3.401e+05	21.1	0.0	0.0
Risulta				1.613e+06		1.613e+06		1.597e+06			
In percen- tuale				99.86		99.90		98.91			

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	
			categoria suolo: B
			fattore di sito S = 1.200
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.168 g
			angolo di ingresso:0.0
			eccentricità aggiuntiva: negativa
			periodo proprio Tl: 0.586 sec.
			fattore q: 1.000
			fattore per spost. mu d: 1.000
			classe di duttilità CD: ND
			numero di modi considerati: 9
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
cm	daN	cm	cm	cm	cm	cm	cm			
1101.00	2.029e+05	793.97	670.06	0.0	64.70	412.34	235.19	0.162	0.603	1.923
1052.13	7912.14	410.78	234.91	0.0	18.39	410.78	234.91	0.902	1.0702e-06	0.0
1005.25	7746.88	410.78	234.91	0.0	18.39	410.78	234.91	0.902	0.0	0.0
958.38	7548.42	404.10	230.07	0.0	18.39	410.53	206.85	0.934	0.011	0.101
911.50	7349.95	397.06	224.98	0.0	18.39	410.53	206.85	0.934	0.023	0.079
864.63	7349.95	397.06	224.98	0.0	18.39	410.53	206.85	0.934	0.023	0.079
817.75	7349.95	397.06	224.98	0.0	18.39	410.53	206.85	0.934	0.023	0.079
770.88	7349.95	397.06	224.98	0.0	18.39	410.53	206.85	0.934	0.023	0.079
724.00	5.750e+05	1167.84	1408.49	0.0	131.18	433.84	239.88	0.066	1.045	4.614
703.20	320.94	566.82	165.96	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
682.40	320.94	525.17	165.96	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
676.67	7822.63	410.78	234.91	0.0	18.39	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
661.60	320.94	483.53	165.96	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
640.80	320.94	441.88	165.96	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
629.33	8593.89	410.78	234.91	0.0	18.39	410.78	234.91	0.902	0.0	1.6675e-06
620.00	320.94	400.24	165.96	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
599.20	320.94	358.59	165.96	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0



Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
578.40	320.94	316.94	165.96	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
572.67	9125.20	404.10	230.07	0.0	18.39	410.53	206.85	0.934	0.011	0.101
557.60	320.94	275.30	165.96	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
536.80	320.94	233.65	165.96	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
516.00	1.409e+04	296.54	229.44	0.0	18.39	410.53	206.85	0.934	0.190	0.099
497.11	647.82	238.28	303.85	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
478.22	647.82	284.55	303.85	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
459.33	9533.10	392.56	230.34	0.0	18.39	410.53	206.85	0.934	0.030	0.103
440.44	647.82	377.10	303.85	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
421.56	647.82	423.37	303.85	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
402.67	9533.10	401.99	230.34	0.0	18.39	410.53	206.85	0.934	0.014	0.103
383.78	647.82	515.92	303.85	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
364.89	647.82	562.19	303.85	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
346.00	6.563e+05	1168.66	1469.17	0.0	131.18	434.70	240.19	0.065	1.043	4.839
329.65	308.46	566.82	165.96	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
313.30	308.46	525.17	165.96	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
296.95	308.46	483.53	165.96	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
287.50	9172.31	410.78	234.91	0.0	18.39	410.78	234.91	0.902	0.0	0.0
280.60	308.46	441.88	165.96	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
264.25	308.46	400.24	165.96	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
247.90	308.46	358.59	165.96	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
235.00	8231.95	397.06	234.91	0.0	18.39	410.27	234.91	1.011	0.023	0.0
231.55	308.46	316.94	165.96	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
215.20	308.46	275.30	165.96	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
198.85	308.46	233.65	165.96	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
182.50	1.298e+04	278.94	235.79	0.0	18.39	410.27	234.91	1.011	0.229	0.004
165.00	641.23	238.28	303.85	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
147.50	641.23	284.55	303.85	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
130.00	8428.62	377.89	240.15	0.0	18.39	410.27	234.91	1.011	0.056	0.022
112.50	641.23	377.10	303.85	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
95.00	641.23	423.37	303.85	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
77.50	8428.62	388.45	240.15	0.0	18.39	410.27	234.91	1.011	0.038	0.022
60.00	641.23	515.92	303.85	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
42.50	641.23	562.19	303.85	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
25.00	8778.78	410.23	239.20	0.0	18.39	414.98	234.91	0.904	0.008	0.019
Risulta	1.615e+06									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spet- trale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia	Energia x v
	Hz	sec	g	daN		daN		daN			
1	1.586	0.631	0.109	5.711e+05	35.4	8.764e+05	54.3	11.35	7.03e-04	0.0	0.0
2	1.707	0.586	0.117	8.015e+05	49.6	6.602e+05	40.9	403.71	2.50e-02	0.0	0.0
3	2.366	0.423	0.163	1.809e+05	11.2	2167.86	0.1	138.27	8.56e-03	0.0	0.0
4	6.052	0.165	0.168	1489.60	9.22e-02	136.32	8.44e-03	7.573e+05	46.9	0.0	0.0
5	6.477	0.154	0.168	3.340e+04	2.1	2.277e+04	1.4	2.347e+04	1.5	0.0	0.0
6	7.199	0.139	0.168	1.461e+04	0.9	2.020e+04	1.3	2.630e+05	16.3	0.0	0.0
7	7.965	0.126	0.160	5150.15	0.3	3.054e+04	1.9	1.521e+05	9.4	0.0	0.0
8	10.701	0.093	0.135	2833.87	0.2	1213.32	7.51e-02	1.403e+05	8.7	0.0	0.0
9	12.524	0.080	0.124	2.06	1.28e-04	578.29	3.58e-02	2.595e+05	16.1	0.0	0.0
Risulta				1.611e+06		1.614e+06		1.596e+06			
In percen- tuale				99.76		99.95		98.84			

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
10	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	
			categoria suolo: B
			fattore di sito S = 1.200
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.168 g
			angolo di ingresso:90.00
			eccentricità aggiuntiva: positiva
			periodo proprio T1: 0.639 sec.
			fattore q: 1.000
			fattore per spost. mu d: 1.000
			classe di duttilità CD: ND
			numero di modi considerati: 9
			combinaz. modale: CQC



Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
cm	daN	cm	cm	cm	cm	cm	cm			
1101.00	2.029e+05	793.97	670.06	72.57	0.0	412.34	235.19	0.162	0.603	1.923
1052.13	7912.14	410.78	234.91	36.70	0.0	410.78	234.91	0.902	1.0702e-06	0.0
1005.25	7746.88	410.78	234.91	36.70	0.0	410.78	234.91	0.902	0.0	0.0
958.38	7548.42	404.10	230.07	36.70	0.0	410.53	206.85	0.934	0.011	0.101
911.50	7349.95	397.06	224.98	36.70	0.0	410.53	206.85	0.934	0.023	0.079
864.63	7349.95	397.06	224.98	36.70	0.0	410.53	206.85	0.934	0.023	0.079
817.75	7349.95	397.06	224.98	36.70	0.0	410.53	206.85	0.934	0.023	0.079
770.88	7349.95	397.06	224.98	36.70	0.0	410.53	206.85	0.934	0.023	0.079
724.00	5.750e+05	1167.84	1408.49	143.37	0.0	433.84	239.88	0.066	1.045	4.614
703.20	320.94	566.82	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
682.40	320.94	525.17	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
676.67	7822.63	410.78	234.91	36.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
661.60	320.94	483.53	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
640.80	320.94	441.88	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
629.33	8593.89	410.78	234.91	36.70	0.0	410.78	234.91	0.902	0.0	1.6675e-06
620.00	320.94	400.24	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
599.20	320.94	358.59	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
578.40	320.94	316.94	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
572.67	9125.20	404.10	230.07	36.70	0.0	410.53	206.85	0.934	0.011	0.101
557.60	320.94	275.30	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
536.80	320.94	233.65	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
516.00	1.409e+04	296.54	229.44	36.70	0.0	410.53	206.85	0.934	0.190	0.099
497.11	647.82	238.28	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
478.22	647.82	284.55	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
459.33	9533.10	392.56	230.34	36.70	0.0	410.53	206.85	0.934	0.030	0.103
440.44	647.82	377.10	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
421.56	647.82	423.37	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
402.67	9533.10	401.99	230.34	36.70	0.0	410.53	206.85	0.934	0.014	0.103
383.78	647.82	515.92	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
364.89	647.82	562.19	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
346.00	6.563e+05	1168.66	1469.17	143.37	0.0	434.70	240.19	0.065	1.043	4.839
329.65	308.46	566.82	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
313.30	308.46	525.17	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
296.95	308.46	483.53	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
287.50	9172.31	410.78	234.91	36.70	0.0	410.78	234.91	0.902	0.0	0.0
280.60	308.46	441.88	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
264.25	308.46	400.24	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
247.90	308.46	358.59	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
235.00	8231.95	397.06	234.91	36.70	0.0	410.27	234.91	1.011	0.023	0.0
231.55	308.46	316.94	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
215.20	308.46	275.30	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
198.85	308.46	233.65	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
182.50	1.298e+04	278.94	235.79	36.70	0.0	410.27	234.91	1.011	0.229	0.004
165.00	641.23	238.28	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
147.50	641.23	284.55	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
130.00	8428.62	377.89	240.15	36.70	0.0	410.27	234.91	1.011	0.056	0.022
112.50	641.23	377.10	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
95.00	641.23	423.37	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
77.50	8428.62	388.45	240.15	36.70	0.0	410.27	234.91	1.011	0.038	0.022
60.00	641.23	515.92	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
42.50	641.23	562.19	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
25.00	8778.78	410.23	239.20	36.70	0.0	414.98	234.91	0.904	0.008	0.019
Risulta	1.615e+06									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spet- trale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia	Energia x v
	Hz	sec	g	daN		daN		daN			
1	1.566	0.639	0.108	2.895e+05	17.9	1.150e+06	71.2	45.17	2.80e-03	0.0	0.0
2	1.760	0.568	0.121	1.164e+06	72.1	3.507e+05	21.7	439.95	2.72e-02	0.0	0.0
3	2.297	0.435	0.158	1.011e+05	6.3	3.727e+04	2.3	19.09	1.18e-03	0.0	0.0
4	6.044	0.165	0.168	264.50	1.64e-02	101.53	6.29e-03	7.338e+05	45.4	0.0	0.0
5	6.537	0.153	0.168	2.990e+04	1.9	3.211e+04	2.0	86.95	5.38e-03	0.0	0.0
6	6.941	0.144	0.168	8590.76	0.5	1.959e+04	1.2	2.886e+05	17.9	0.0	0.0
7	8.212	0.122	0.157	1.473e+04	0.9	2.243e+04	1.4	1.354e+05	8.4	0.0	0.0
8	8.815	0.113	0.150	2837.26	0.2	389.95	2.41e-02	9.676e+04	6.0	0.0	0.0
9	12.300	0.081	0.125	737.34	4.57e-02	1.38	8.56e-05	3.417e+05	21.2	0.0	0.0
Risulta				1.612e+06		1.613e+06		1.597e+06			
In percen- tuale				99.82		99.85		98.88			



CDC	Tipo	Sigla Id	Note
11	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	
			categoria suolo: B
			fattore di sito S = 1.200
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.168 g
			angolo di ingresso:90.00
			eccentricità aggiuntiva: negativa
			periodo proprio T1: 0.612 sec.
			fattore q: 1.000
			fattore per spost. mu d: 1.000
			classe di duttilità CD: ND
			numero di modi considerati: 9
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
cm	daN	cm	cm	cm	cm	cm	cm			
1101.00	2.029e+05	793.97	670.06	-72.57	0.0	412.34	235.19	0.162	0.603	1.923
1052.13	7912.14	410.78	234.91	-36.70	0.0	410.78	234.91	0.902	1.0702e-06	0.0
1005.25	7746.88	410.78	234.91	-36.70	0.0	410.78	234.91	0.902	0.0	0.0
958.38	7548.42	404.10	230.07	-36.70	0.0	410.53	206.85	0.934	0.011	0.101
911.50	7349.95	397.06	224.98	-36.70	0.0	410.53	206.85	0.934	0.023	0.079
864.63	7349.95	397.06	224.98	-36.70	0.0	410.53	206.85	0.934	0.023	0.079
817.75	7349.95	397.06	224.98	-36.70	0.0	410.53	206.85	0.934	0.023	0.079
770.88	7349.95	397.06	224.98	-36.70	0.0	410.53	206.85	0.934	0.023	0.079
724.00	5.750e+05	1167.84	1408.49	-143.37	0.0	433.84	239.88	0.066	1.045	4.614
703.20	320.94	566.82	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
682.40	320.94	525.17	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
676.67	7822.63	410.78	234.91	-36.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
661.60	320.94	483.53	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
640.80	320.94	441.88	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
629.33	8593.89	410.78	234.91	-36.70	0.0	410.78	234.91	0.902	0.0	1.6675e-06
620.00	320.94	400.24	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
599.20	320.94	358.59	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
578.40	320.94	316.94	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
572.67	9125.20	404.10	230.07	-36.70	0.0	410.53	206.85	0.934	0.011	0.101
557.60	320.94	275.30	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
536.80	320.94	233.65	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
516.00	1.409e+04	296.54	229.44	-36.70	0.0	410.53	206.85	0.934	0.190	0.099
497.11	647.82	238.28	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
478.22	647.82	284.55	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
459.33	9533.10	392.56	230.34	-36.70	0.0	410.53	206.85	0.934	0.030	0.103
440.44	647.82	377.10	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
421.56	647.82	423.37	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
402.67	9533.10	401.99	230.34	-36.70	0.0	410.53	206.85	0.934	0.014	0.103
383.78	647.82	515.92	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
364.89	647.82	562.19	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
346.00	6.563e+05	1168.66	1469.17	-143.37	0.0	434.70	240.19	0.065	1.043	4.839
329.65	308.46	566.82	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
313.30	308.46	525.17	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
296.95	308.46	483.53	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
287.50	9172.31	410.78	234.91	-36.70	0.0	410.78	234.91	0.902	0.0	0.0
280.60	308.46	441.88	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
264.25	308.46	400.24	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
247.90	308.46	358.59	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
235.00	8231.95	397.06	234.91	-36.70	0.0	410.27	234.91	1.011	0.023	0.0
231.55	308.46	316.94	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
215.20	308.46	275.30	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
198.85	308.46	233.65	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
182.50	1.298e+04	278.94	235.79	-36.70	0.0	410.27	234.91	1.011	0.229	0.004
165.00	641.23	238.28	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
147.50	641.23	284.55	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
130.00	8428.62	377.89	240.15	-36.70	0.0	410.27	234.91	1.011	0.056	0.022
112.50	641.23	377.10	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
95.00	641.23	423.37	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
77.50	8428.62	388.45	240.15	-36.70	0.0	410.27	234.91	1.011	0.038	0.022
60.00	641.23	515.92	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
42.50	641.23	562.19	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
25.00	8778.78	410.23	239.20	-36.70	0.0	414.98	234.91	0.904	0.008	0.019
Risulta	1.615e+06									



Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spet- trale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia	Energia x v
	Hz	sec	g	daN		daN		daN			
1	1.633	0.612	0.112	1.595e+05	9.9	1.380e+06	85.4	92.05	5.70e-03	0.0	0.0
2	1.724	0.580	0.118	1.290e+06	79.9	1.563e+05	9.7	317.08	1.96e-02	0.0	0.0
3	2.355	0.425	0.162	1.051e+05	6.5	3361.15	0.2	150.74	9.33e-03	0.0	0.0
4	6.063	0.165	0.168	199.73	1.24e-02	62.42	3.87e-03	7.853e+05	48.6	0.0	0.0
5	6.690	0.149	0.168	3.799e+04	2.4	1.501e+04	0.9	1.073e+04	0.7	0.0	0.0
6	7.252	0.138	0.168	5615.76	0.3	3.633e+04	2.2	2.370e+05	14.7	0.0	0.0
7	8.023	0.125	0.159	6505.10	0.4	2.264e+04	1.4	1.850e+05	11.5	0.0	0.0
8	10.276	0.097	0.138	7616.86	0.5	598.34	3.71e-02	1.244e+04	0.8	0.0	0.0
9	12.108	0.083	0.126	76.44	4.73e-03	109.08	6.75e-03	3.651e+05	22.6	0.0	0.0
Risulta				1.613e+06		1.614e+06		1.596e+06			
In percen- tuale				99.88		99.95		98.83			

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
12	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=0.0 (ecc. +)	
			categoria suolo: B
			fattore di sito S = 1.200
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.073 g
			angolo di ingresso:0.0
			eccentricità aggiuntiva: positiva
			periodo proprio T1: 0.563 sec.
			numero di modi considerati: 9
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
cm	daN	cm	cm	cm	cm	cm	cm			
1101.00	2.029e+05	793.97	670.06	0.0	-64.70	412.34	235.19	0.162	0.603	1.923
1052.13	7912.14	410.78	234.91	0.0	-18.39	410.78	234.91	0.902	1.0702e-06	0.0
1005.25	7746.88	410.78	234.91	0.0	-18.39	410.78	234.91	0.902	0.0	0.0
958.38	7548.42	404.10	230.07	0.0	-18.39	410.53	206.85	0.934	0.011	0.101
911.50	7349.95	397.06	224.98	0.0	-18.39	410.53	206.85	0.934	0.023	0.079
864.63	7349.95	397.06	224.98	0.0	-18.39	410.53	206.85	0.934	0.023	0.079
817.75	7349.95	397.06	224.98	0.0	-18.39	410.53	206.85	0.934	0.023	0.079
770.88	7349.95	397.06	224.98	0.0	-18.39	410.53	206.85	0.934	0.023	0.079
724.00	5.750e+05	1167.84	1408.49	0.0	-131.18	433.84	239.88	0.066	1.045	4.614
703.20	320.94	566.82	165.96	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
682.40	320.94	525.17	165.96	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
676.67	7822.63	410.78	234.91	0.0	-18.39	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
661.60	320.94	483.53	165.96	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
640.80	320.94	441.88	165.96	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
629.33	8593.89	410.78	234.91	0.0	-18.39	410.78	234.91	0.902	0.0	1.6675e-06
620.00	320.94	400.24	165.96	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
599.20	320.94	358.59	165.96	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
578.40	320.94	316.94	165.96	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
572.67	9125.20	404.10	230.07	0.0	-18.39	410.53	206.85	0.934	0.011	0.101
557.60	320.94	275.30	165.96	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
536.80	320.94	233.65	165.96	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
516.00	1.409e+04	296.54	229.44	0.0	-18.39	410.53	206.85	0.934	0.190	0.099
497.11	647.82	238.28	303.85	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
478.22	647.82	284.55	303.85	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
459.33	9533.10	392.56	230.34	0.0	-18.39	410.53	206.85	0.934	0.030	0.103
440.44	647.82	377.10	303.85	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
421.56	647.82	423.37	303.85	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
402.67	9533.10	401.99	230.34	0.0	-18.39	410.53	206.85	0.934	0.014	0.103
383.78	647.82	515.92	303.85	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
364.89	647.82	562.19	303.85	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
346.00	6.563e+05	1168.66	1469.17	0.0	-131.18	434.70	240.19	0.065	1.043	4.839
329.65	308.46	566.82	165.96	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
313.30	308.46	525.17	165.96	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
296.95	308.46	483.53	165.96	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
287.50	9172.31	410.78	234.91	0.0	-18.39	410.78	234.91	0.902	0.0	0.0
280.60	308.46	441.88	165.96	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
264.25	308.46	400.24	165.96	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
247.90	308.46	358.59	165.96	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
235.00	8231.95	397.06	234.91	0.0	-18.39	410.27	234.91	1.011	0.023	0.0
231.55	308.46	316.94	165.96	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0



Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
215.20	308.46	275.30	165.96	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
198.85	308.46	233.65	165.96	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
182.50	1.298e+04	278.94	235.79	0.0	-18.39	410.27	234.91	1.011	0.229	0.004
165.00	641.23	238.28	303.85	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
147.50	641.23	284.55	303.85	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
130.00	8428.62	377.89	240.15	0.0	-18.39	410.27	234.91	1.011	0.056	0.022
112.50	641.23	377.10	303.85	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
95.00	641.23	423.37	303.85	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
77.50	8428.62	388.45	240.15	0.0	-18.39	410.27	234.91	1.011	0.038	0.022
60.00	641.23	515.92	303.85	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
42.50	641.23	562.19	303.85	0.0	-6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
25.00	8778.78	410.23	239.20	0.0	-18.39	414.98	234.91	0.904	0.008	0.019
Risulta	1.615e+06									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spet- trale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia	Energia x v
	Hz	sec	g	daN		daN		daN			
1	1.619	0.618	0.033	1.479e+05	9.2	1.372e+06	84.9	93.20	5.77e-03	0.0	0.0
2	1.775	0.563	0.036	1.372e+06	85.0	1.588e+05	9.8	395.03	2.45e-02	0.0	0.0
3	2.273	0.440	0.046	3.594e+04	2.2	8271.77	0.5	17.63	1.09e-03	0.0	0.0
4	6.052	0.165	0.073	36.35	2.25e-03	4.49	2.78e-04	7.470e+05	46.3	0.0	0.0
5	6.792	0.147	0.073	3.465e+04	2.1	1.662e+04	1.0	5.504e+04	3.4	0.0	0.0
6	7.006	0.143	0.073	1089.83	6.75e-02	3.923e+04	2.4	2.199e+05	13.6	0.0	0.0
7	8.302	0.120	0.073	1.778e+04	1.1	1.830e+04	1.1	1.384e+05	8.6	0.0	0.0
8	8.676	0.115	0.073	2537.92	0.2	461.47	2.86e-02	9.657e+04	6.0	0.0	0.0
9	12.348	0.081	0.067	401.32	2.49e-02	4.90	3.04e-04	3.401e+05	21.1	0.0	0.0
Risulta				1.613e+06		1.613e+06		1.597e+06			
In percen- tuale				99.86		99.90		98.91			

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
13	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=0.0 (ecc. -)	
			categoria suolo: B
			fattore di sito S = 1.200
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.073 g
			angolo di ingresso:0.0
			eccentricità aggiuntiva: negativa
			periodo proprio T1: 0.569 sec.
			numero di modi considerati: 9
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
cm	daN	cm	cm	cm	cm	cm	cm			
1101.00	1.806e+05	737.32	665.25	0.0	64.70	412.34	235.19	0.162	0.513	1.901
1052.13	7912.14	410.78	234.91	0.0	18.39	410.78	234.91	0.902	1.0702e-06	0.0
1005.25	7746.88	410.78	234.91	0.0	18.39	410.78	234.91	0.902	0.0	0.0
958.38	7548.42	404.10	230.07	0.0	18.39	410.53	206.85	0.934	0.011	0.101
911.50	7349.95	397.06	224.98	0.0	18.39	410.53	206.85	0.934	0.023	0.079
864.63	7349.95	397.06	224.98	0.0	18.39	410.53	206.85	0.934	0.023	0.079
817.75	7349.95	397.06	224.98	0.0	18.39	410.53	206.85	0.934	0.023	0.079
770.88	7349.95	397.06	224.98	0.0	18.39	410.53	206.85	0.934	0.023	0.079
724.00	5.408e+05	1158.33	1441.90	0.0	131.18	433.84	239.88	0.067	1.032	4.746
703.20	320.94	566.82	165.96	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
682.40	320.94	525.17	165.96	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
676.67	7822.63	410.78	234.91	0.0	18.39	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
661.60	320.94	483.53	165.96	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
640.80	320.94	441.88	165.96	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
629.33	8593.89	410.78	234.91	0.0	18.39	410.78	234.91	0.902	0.0	1.6675e-06
620.00	320.94	400.24	165.96	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
599.20	320.94	358.59	165.96	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
578.40	320.94	316.94	165.96	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
572.67	9125.20	404.10	230.07	0.0	18.39	410.53	206.85	0.934	0.011	0.101
557.60	320.94	275.30	165.96	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
536.80	320.94	233.65	165.96	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
516.00	1.409e+04	296.54	229.44	0.0	18.39	410.53	206.85	0.934	0.190	0.099
497.11	647.82	238.28	303.85	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
478.22	647.82	284.55	303.85	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0



Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
459.33	9533.10	392.56	230.34	0.0	18.39	410.53	206.85	0.934	0.030	0.103
440.44	647.82	377.10	303.85	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
421.56	647.82	423.37	303.85	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
402.67	9533.10	401.99	230.34	0.0	18.39	410.53	206.85	0.934	0.014	0.103
383.78	647.82	515.92	303.85	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
364.89	647.82	562.19	303.85	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
346.00	6.154e+05	1166.13	1456.79	0.0	131.18	434.70	240.19	0.068	1.040	4.790
329.65	308.46	566.82	165.96	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
313.30	308.46	525.17	165.96	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
296.95	308.46	483.53	165.96	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
287.50	9172.31	410.78	234.91	0.0	18.39	410.78	234.91	0.902	0.0	0.0
280.60	308.46	441.88	165.96	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
264.25	308.46	400.24	165.96	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
247.90	308.46	358.59	165.96	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
235.00	8231.95	397.06	234.91	0.0	18.39	410.27	234.91	1.011	0.023	0.0
231.55	308.46	316.94	165.96	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
215.20	308.46	275.30	165.96	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
198.85	308.46	233.65	165.96	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
182.50	1.298e+04	278.94	235.79	0.0	18.39	410.27	234.91	1.011	0.229	0.004
165.00	641.23	238.28	303.85	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
147.50	641.23	284.55	303.85	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
130.00	8428.62	377.89	240.15	0.0	18.39	410.27	234.91	1.011	0.056	0.022
112.50	641.23	377.10	303.85	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
95.00	641.23	423.37	303.85	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
77.50	8428.62	388.45	240.15	0.0	18.39	410.27	234.91	1.011	0.038	0.022
60.00	641.23	515.92	303.85	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
42.50	641.23	562.19	303.85	0.0	6.89	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
25.00	8778.78	410.23	239.20	0.0	18.39	414.98	234.91	0.904	0.008	0.019
Risulta	1.517e+06									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spet- trale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia	Energia x v
	Hz	sec	g	daN		daN		daN			
1	1.644	0.608	0.034	5.757e+05	37.9	7.849e+05	51.7	37.73	2.49e-03	0.0	0.0
2	1.759	0.569	0.036	7.076e+05	46.6	6.615e+05	43.6	363.15	2.39e-02	0.0	0.0
3	2.459	0.407	0.050	1.771e+05	11.7	911.80	6.01e-02	31.38	2.07e-03	0.0	0.0
4	6.090	0.164	0.073	64.31	4.24e-03	1.51	9.95e-05	6.847e+05	45.1	0.0	0.0
5	6.602	0.151	0.073	3.280e+04	2.2	1.380e+04	0.9	247.59	1.63e-02	0.0	0.0
6	7.426	0.135	0.073	7645.49	0.5	2.993e+04	2.0	2.735e+05	18.0	0.0	0.0
7	8.426	0.119	0.073	4699.28	0.3	2.400e+04	1.6	1.930e+05	12.7	0.0	0.0
8	10.011	0.100	0.073	9752.27	0.6	1675.32	0.1	1.085e+04	0.7	0.0	0.0
9	12.293	0.081	0.068	1.70	1.12e-04	81.97	5.40e-03	3.328e+05	21.9	0.0	0.0
Risulta				1.515e+06		1.517e+06		1.496e+06			
In percen- tuale				99.86		99.95		98.56			

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
14	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=90.00 (ecc. +)	
			categoria suolo: B
			fattore di sito S = 1.200
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.073 g
			angolo di ingresso:90.00
			eccentricità aggiuntiva: positiva
			periodo proprio T1: 0.639 sec.
			numero di modi considerati: 9
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
cm	daN	cm	cm	cm	cm	cm	cm			
1101.00	2.029e+05	793.97	670.06	72.57	0.0	412.34	235.19	0.162	0.603	1.923
1052.13	7912.14	410.78	234.91	36.70	0.0	410.78	234.91	0.902	1.0702e-06	0.0
1005.25	7746.88	410.78	234.91	36.70	0.0	410.78	234.91	0.902	0.0	0.0
958.38	7548.42	404.10	230.07	36.70	0.0	410.53	206.85	0.934	0.011	0.101
911.50	7349.95	397.06	224.98	36.70	0.0	410.53	206.85	0.934	0.023	0.079
864.63	7349.95	397.06	224.98	36.70	0.0	410.53	206.85	0.934	0.023	0.079
817.75	7349.95	397.06	224.98	36.70	0.0	410.53	206.85	0.934	0.023	0.079
770.88	7349.95	397.06	224.98	36.70	0.0	410.53	206.85	0.934	0.023	0.079



Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
724.00	5.750e+05	1167.84	1408.49	143.37	0.0	433.84	239.88	0.066	1.045	4.614
703.20	320.94	566.82	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
682.40	320.94	525.17	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
676.67	7822.63	410.78	234.91	36.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
661.60	320.94	483.53	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
640.80	320.94	441.88	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
629.33	8593.89	410.78	234.91	36.70	0.0	410.78	234.91	0.902	0.0	1.6675e-06
620.00	320.94	400.24	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
599.20	320.94	358.59	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
578.40	320.94	316.94	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
572.67	9125.20	404.10	230.07	36.70	0.0	410.53	206.85	0.934	0.011	0.101
557.60	320.94	275.30	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
536.80	320.94	233.65	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
516.00	1.409e+04	296.54	229.44	36.70	0.0	410.53	206.85	0.934	0.190	0.099
497.11	647.82	238.28	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
478.22	647.82	284.55	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
459.33	9533.10	392.56	230.34	36.70	0.0	410.53	206.85	0.934	0.030	0.103
440.44	647.82	377.10	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
421.56	647.82	423.37	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
402.67	9533.10	401.99	230.34	36.70	0.0	410.53	206.85	0.934	0.014	0.103
383.78	647.82	515.92	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
364.89	647.82	562.19	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
346.00	6.563e+05	1168.66	1469.17	143.37	0.0	434.70	240.19	0.065	1.043	4.839
329.65	308.46	566.82	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
313.30	308.46	525.17	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
296.95	308.46	483.53	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
287.50	9172.31	410.78	234.91	36.70	0.0	410.78	234.91	0.902	0.0	0.0
280.60	308.46	441.88	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
264.25	308.46	400.24	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
247.90	308.46	358.59	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
235.00	8231.95	397.06	234.91	36.70	0.0	410.27	234.91	1.011	0.023	0.0
231.55	308.46	316.94	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
215.20	308.46	275.30	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
198.85	308.46	233.65	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
182.50	1.298e+04	278.94	235.79	36.70	0.0	410.27	234.91	1.011	0.229	0.004
165.00	641.23	238.28	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
147.50	641.23	284.55	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
130.00	8428.62	377.89	240.15	36.70	0.0	410.27	234.91	1.011	0.056	0.022
112.50	641.23	377.10	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
95.00	641.23	423.37	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
77.50	8428.62	388.45	240.15	36.70	0.0	410.27	234.91	1.011	0.038	0.022
60.00	641.23	515.92	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
42.50	641.23	562.19	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
25.00	8778.78	410.23	239.20	36.70	0.0	414.98	234.91	0.904	0.008	0.019
Risulta	1.615e+06									

Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spet- trale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia	Energia x v
	Hz	sec	g	daN		daN		daN			
1	1.566	0.639	0.032	2.895e+05	17.9	1.150e+06	71.2	45.17	2.80e-03	0.0	0.0
2	1.760	0.568	0.036	1.164e+06	72.1	3.507e+05	21.7	439.95	2.72e-02	0.0	0.0
3	2.297	0.435	0.047	1.011e+05	6.3	3.727e+04	2.3	19.09	1.18e-03	0.0	0.0
4	6.044	0.165	0.073	264.50	1.64e-02	101.53	6.29e-03	7.338e+05	45.4	0.0	0.0
5	6.537	0.153	0.073	2.990e+04	1.9	3.211e+04	2.0	86.95	5.38e-03	0.0	0.0
6	6.941	0.144	0.073	8590.76	0.5	1.959e+04	1.2	2.886e+05	17.9	0.0	0.0
7	8.212	0.122	0.073	1.473e+04	0.9	2.243e+04	1.4	1.354e+05	8.4	0.0	0.0
8	8.815	0.113	0.073	2837.26	0.2	389.95	2.41e-02	9.676e+04	6.0	0.0	0.0
9	12.300	0.081	0.068	737.34	4.57e-02	1.38	8.56e-05	3.417e+05	21.2	0.0	0.0
Risulta				1.612e+06		1.613e+06		1.597e+06			
In percen- tuale				99.82		99.85		98.88			

CDC	Tipo	Sigla Id	Note
15	Edk	CDC=Ed (dinamico SLO) alfa=90.00 (ecc. -)	
			categoria suolo: B
			fattore di sito S = 1.200
			ordinata spettro (tratto Tb-Tc) = 0.073 g
			angolo di ingresso:90.00



CDC	Tipo	Sigla Id	Note
			eccentricità aggiuntiva: negativa
			periodo proprio T1: 0.612 sec.
			numero di modi considerati: 9
			combinaz. modale: CQC

Quota	M Sismica x g	Pos. GX	Pos. GY	E agg. X-X	E agg. Y-Y	Pos. KX	Pos. KY	(r/Ls)^2	rapp. ex/rx	rapp. ey/ry
cm	daN	cm	cm	cm	cm	cm	cm			
1101.00	2.029e+05	793.97	670.06	-72.57	0.0	412.34	235.19	0.162	0.603	1.923
1052.13	7912.14	410.78	234.91	-36.70	0.0	410.78	234.91	0.902	1.0702e-06	0.0
1005.25	7746.88	410.78	234.91	-36.70	0.0	410.78	234.91	0.902	0.0	0.0
958.38	7548.42	404.10	230.07	-36.70	0.0	410.53	206.85	0.934	0.011	0.101
911.50	7349.95	397.06	224.98	-36.70	0.0	410.53	206.85	0.934	0.023	0.079
864.63	7349.95	397.06	224.98	-36.70	0.0	410.53	206.85	0.934	0.023	0.079
817.75	7349.95	397.06	224.98	-36.70	0.0	410.53	206.85	0.934	0.023	0.079
770.88	7349.95	397.06	224.98	-36.70	0.0	410.53	206.85	0.934	0.023	0.079
724.00	5.750e+05	1167.84	1408.49	-143.37	0.0	433.84	239.88	0.066	1.045	4.614
703.20	320.94	566.82	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
682.40	320.94	525.17	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
676.67	7822.63	410.78	234.91	-36.70	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
661.60	320.94	483.53	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
640.80	320.94	441.88	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
629.33	8593.89	410.78	234.91	-36.70	0.0	410.78	234.91	0.902	0.0	1.6675e-06
620.00	320.94	400.24	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
599.20	320.94	358.59	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
578.40	320.94	316.94	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
572.67	9125.20	404.10	230.07	-36.70	0.0	410.53	206.85	0.934	0.011	0.101
557.60	320.94	275.30	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
536.80	320.94	233.65	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
516.00	1.409e+04	296.54	229.44	-36.70	0.0	410.53	206.85	0.934	0.190	0.099
497.11	647.82	238.28	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
478.22	647.82	284.55	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
459.33	9533.10	392.56	230.34	-36.70	0.0	410.53	206.85	0.934	0.030	0.103
440.44	647.82	377.10	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
421.56	647.82	423.37	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
402.67	9533.10	401.99	230.34	-36.70	0.0	410.53	206.85	0.934	0.014	0.103
383.78	647.82	515.92	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
364.89	647.82	562.19	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
346.00	6.563e+05	1168.66	1469.17	-143.37	0.0	434.70	240.19	0.065	1.043	4.839
329.65	308.46	566.82	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
313.30	308.46	525.17	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
296.95	308.46	483.53	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
287.50	9172.31	410.78	234.91	-36.70	0.0	410.78	234.91	0.902	0.0	0.0
280.60	308.46	441.88	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
264.25	308.46	400.24	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
247.90	308.46	358.59	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
235.00	8231.95	397.06	234.91	-36.70	0.0	410.27	234.91	1.011	0.023	0.0
231.55	308.46	316.94	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
215.20	308.46	275.30	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
198.85	308.46	233.65	165.96	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
182.50	1.298e+04	278.94	235.79	-36.70	0.0	410.27	234.91	1.011	0.229	0.004
165.00	641.23	238.28	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
147.50	641.23	284.55	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
130.00	8428.62	377.89	240.15	-36.70	0.0	410.27	234.91	1.011	0.056	0.022
112.50	641.23	377.10	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
95.00	641.23	423.37	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
77.50	8428.62	388.45	240.15	-36.70	0.0	410.27	234.91	1.011	0.038	0.022
60.00	641.23	515.92	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
42.50	641.23	562.19	303.85	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
25.00	8778.78	410.23	239.20	-36.70	0.0	414.98	234.91	0.904	0.008	0.019
Risulta	1.615e+06									

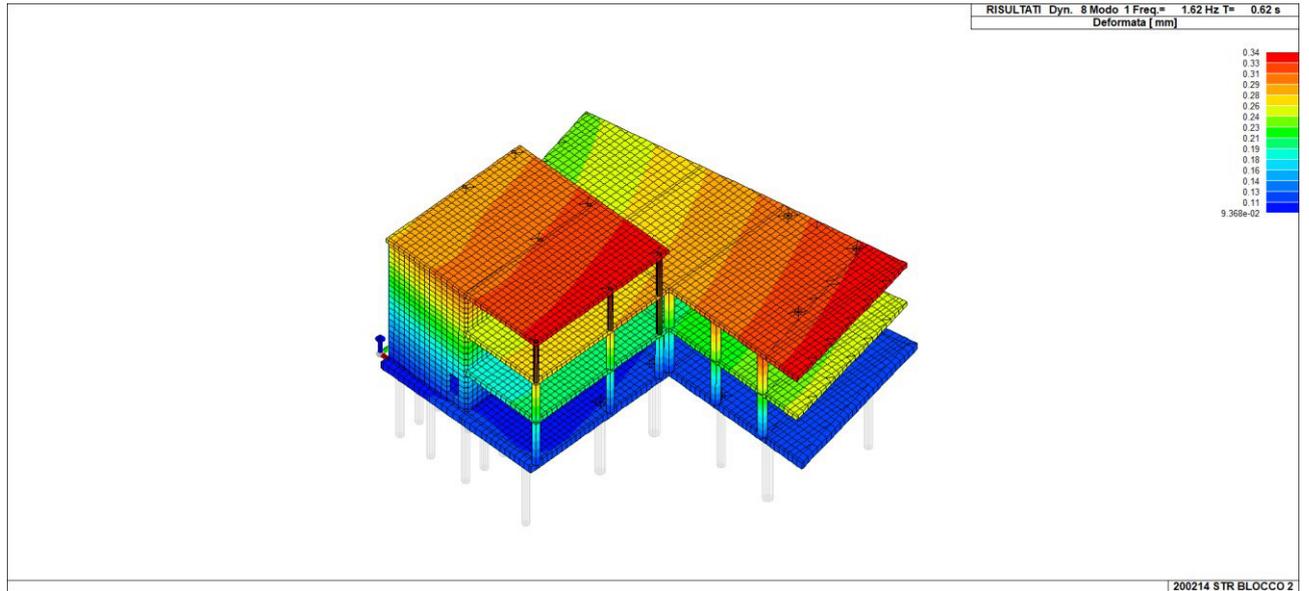
Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spet- trale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia	Energia x v
	Hz	sec	g	daN		daN		daN			
1	1.633	0.612	0.033	1.595e+05	9.9	1.380e+06	85.4	92.05	5.70e-03	0.0	0.0
2	1.724	0.580	0.035	1.290e+06	79.9	1.563e+05	9.7	317.08	1.96e-02	0.0	0.0
3	2.355	0.425	0.048	1.051e+05	6.5	3361.15	0.2	150.74	9.33e-03	0.0	0.0
4	6.063	0.165	0.073	199.73	1.24e-02	62.42	3.87e-03	7.853e+05	48.6	0.0	0.0
5	6.690	0.149	0.073	3.799e+04	2.4	1.501e+04	0.9	1.073e+04	0.7	0.0	0.0
6	7.252	0.138	0.073	5615.76	0.3	3.633e+04	2.2	2.370e+05	14.7	0.0	0.0
7	8.023	0.125	0.073	6505.10	0.4	2.264e+04	1.4	1.850e+05	11.5	0.0	0.0



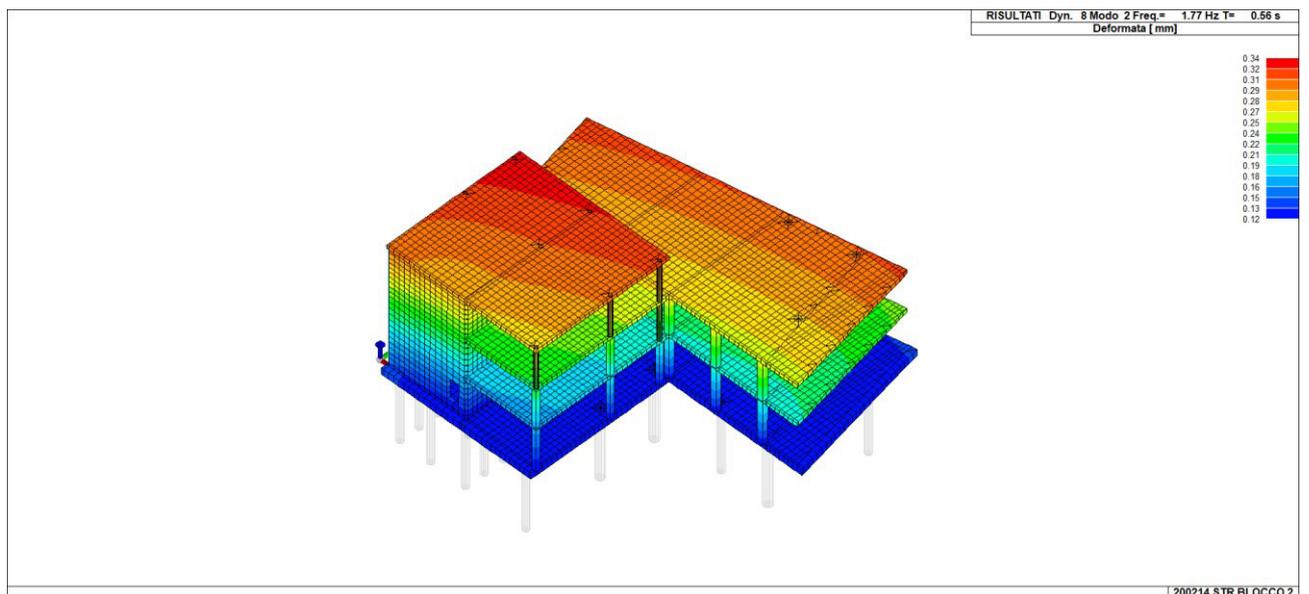
Modo	Frequenza	Periodo	Acc. Spettrale	M efficace X x g	%	M efficace Y x g	%	M efficace Z x g	%	Energia	Energia x v
8	10.276	0.097	0.073	7616.86	0.5	598.34	3.71e-02	1.244e+04	0.8	0.0	0.0
9	12.108	0.083	0.068	76.44	4.73e-03	109.08	6.75e-03	3.651e+05	22.6	0.0	0.0
Risulta				1.613e+06		1.614e+06		1.596e+06			
In percentuale				99.88		99.95		98.83			

Si riportano i primi tre modi di vibrare:

MODO DI VIBRARE I -  $f=1,62$  Hz  $T=0,62$ s

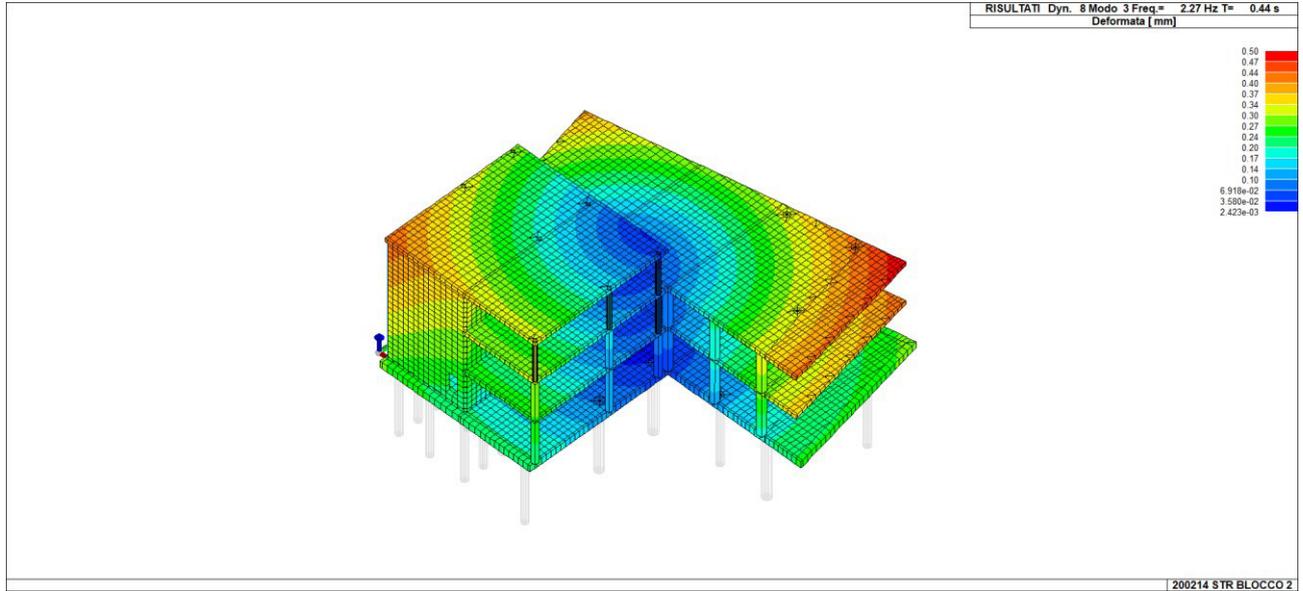


MODO DI VIBRARE II -  $f=1,77$  Hz  $T=0,56$ s





MODO DI VIBRARE III -  $f=2,27$  Hz  $T=0,44$ s





## 16. EFFETTI DELLE NON LINEARITÀ GEOMETRICHE

Per la valutazione dell'eventuale presa in conto delle non linearità geometriche si è ricorso al calcolo del fattore  $\theta$  come da par. §7.3.1 delle NTC:

$$\theta = \frac{P \cdot d_E}{V \cdot h}$$

Dove:

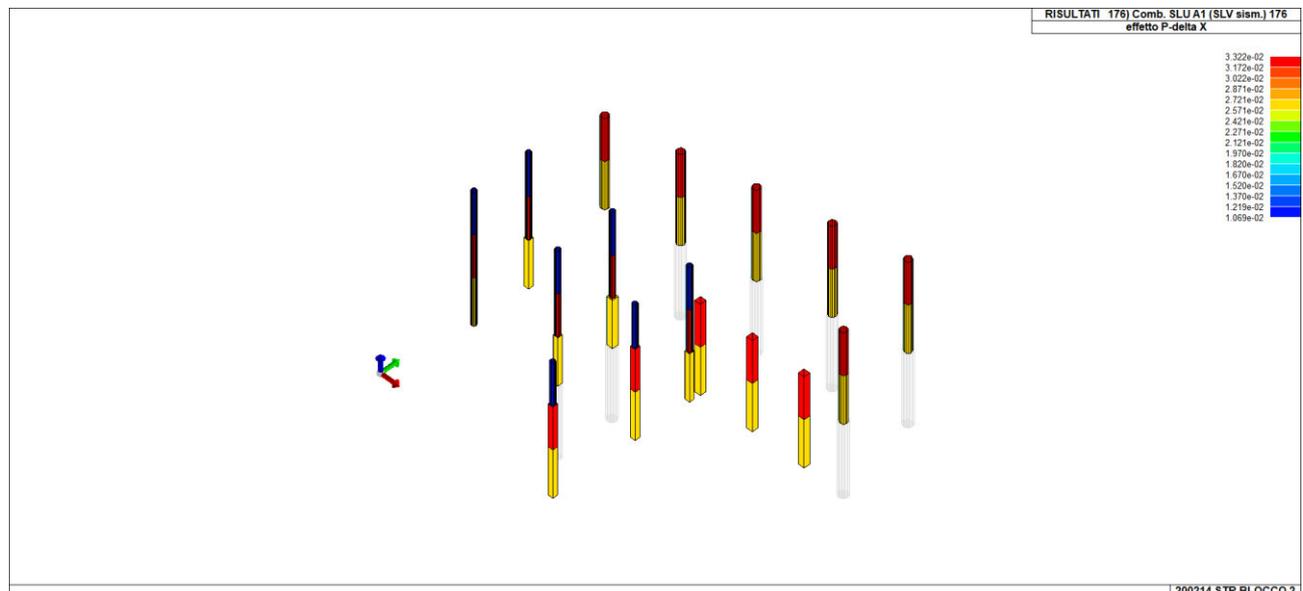
- $P$  è il carico verticale totale dovuto all'orizzontamento in esame e alla struttura ad esso sovrastante;
- $d_{Er}$  è lo spostamento orizzontale medio d'interpiano allo SLV, ottenuto come differenza tra lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento considerato e lo spostamento orizzontale dell'orizzontamento immediatamente sottostante. Tali spostamenti sono valutati come da par. §7.3.3.3 delle NTC:

$$d_E = \pm \mu_d \cdot d_{Ee}$$

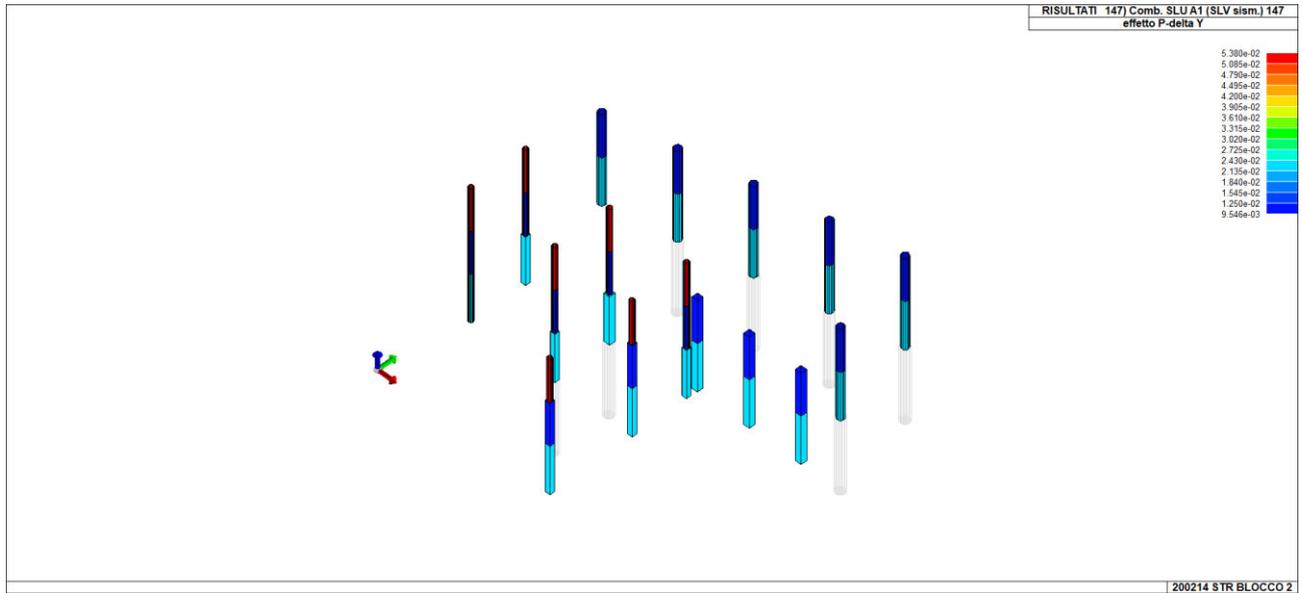
Dove  $d_{Ee}$  sono gli spostamenti ottenuti dall'analisi lineare dinamica e  $\mu_d = q = 1$  con  $T_1 \geq T_c \rightarrow 0,62 > 0,409$ .

- $V$  è la forza orizzontale totale in corrispondenza dell'orizzontamento in esame, derivante dall'analisi lineare con fattore di comportamento  $q$ ;
- $h$  è la distanza tra l'orizzontamento in esame e quello immediatamente sottostante.

Si riportano di seguito i valori ottenuti dall'analisi:



VALORI DI  $\theta$  MAX DIR X



VALORI DI  $\theta$  MAX DIR Y

IL VALORE DI  $\theta$  RISULTA MINORE DI 0,1 - PERTANTO GLI EFFETTI DELLE NON LINEARITÀ GEOMETRICHE SONO STATI TRASCURATI.



**17. RISPETTO DEI REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE**

Per tutti gli elementi strutturali primari e secondari, gli elementi non strutturali e gli impianti si deve verificare che il valore che il valore di ciascuna domanda di progetto, per ciascuno degli stati limite richiesti, sia inferiore al corrispondente valore della capacità di progetto.

La tabella C7.3.I fornisce, per ciascuno stato limite e per ciascun tipo di elemento (strutturale, non strutturale o impianto), la descrizione delle prestazioni in termini di danno, capacità ultima (resistenza o duttilità) o funzionamento; essa indica inoltre il tipo di verifica, in termini di confronto tra capacità e domanda, e il tipo di elemento su cui la verifica deve essere eseguita, per soddisfare il requisito prestazionale dato.

*Tabella C7.3.I - Stati Limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti: descrizione delle prestazioni e corrispondenti verifiche*

STATI LIMITE	Descrizione della prestazione	ST			NS	IM		Classe d'uso				
		RIG	RES	DUT (SPO)	STA	FUN	STA	I	II	III IV		
SLE	SLO	NS	§ 7.3.6.1								x	
		ST										Limitazione del danno degli elementi non strutturali, o delle pareti per le costruzioni di muratura
	IM	Funzionamento degli impianti				§ 7.3.6.3					x	
	SLD	ST	Controllo del danno degli elementi strutturali		§ 7.3.1							x
NS		Controllo del danno degli elementi non strutturali, o delle pareti per le costruzioni di muratura	§ 7.3.6.1							x	x	
ST												
SLU	SLV	ST		§ 7.3.6.1						x	x	x
		NS	Assenza di crolli degli elementi non strutturali pericolosi per l'incolumità, pur in presenza di danni diffusi			§ 7.3.6.3					x	x
		IM	Capacità ultima degli impianti e dei collegamenti					§ 7.3.6.3			x	x

SLC	ST	Margine di sicurezza sufficiente per azioni verticali ed esiguo per azioni orizzontali			§ 7.3.6.1 (DUT)						x	x
	ST	Capacità di spostamento dei dispositivi nelle costruzioni con isolamento sismico			§ 7.10.6.2.2 (SPO)						x	x

Si riporta la sintesi delle verifiche effettuate:

- VERIFICA SLO (RIG) - § 7.3.6.1 -> CAPITOLO 19;
- VERIFICA SLO (FUN) § 7.3.6.3 -> CAPITOLO 20;
- VERIFICA SLD (RES) § 7.3.1 -> Avendo utilizzato  $q = 1$  le ordinate dello spettro di progetto SLV sono superiori a quelle dello spettro allo stato limite SLD, pertanto le verifiche di resistenza allo stato limite SLD sono state omesse;

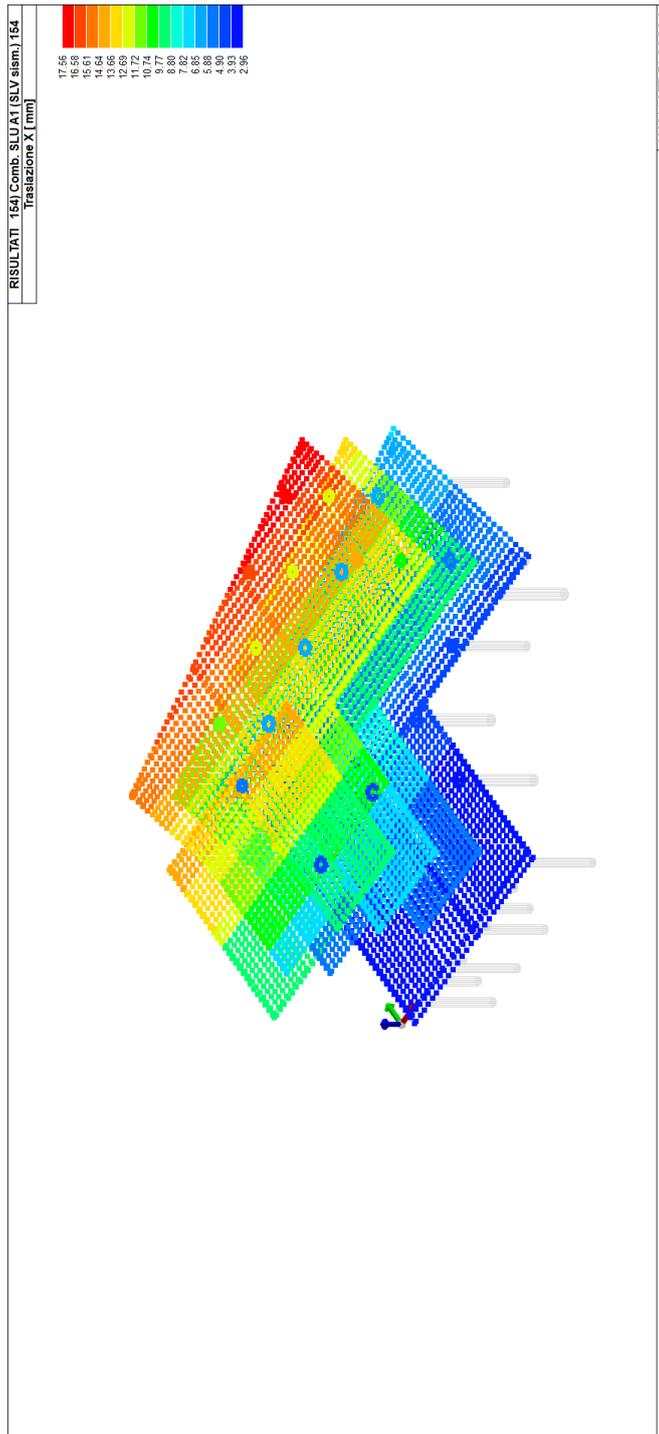


- VERIFICA SLV (RES) - §7.3.6.1 -> La struttura ha un comportamento non dissipativo, pertanto la capacità degli elementi strutturali è stata calcolata con riferimento al loro comportamento elastico o sostanzialmente elastico;
- VERIFICA SLV NS (STA) §7.3.6.2 -> CAPITOLO 21;
- VERIFICA SLV IM (STA) §7.3.6.3 -> CAPITOLO 20;
- VERIFICA SLC (DUT) §7.3.6.1 -> Le verifiche di duttilità sono state omesse in quanto è stato utilizzato un fattore di comportamento  $q = 1$ ;
- VERIFICA SLC (SPO) §7.10.6.2.2 -> Tali verifiche sono state omesse in quanto non sono presenti sistemi di isolamento sismico.

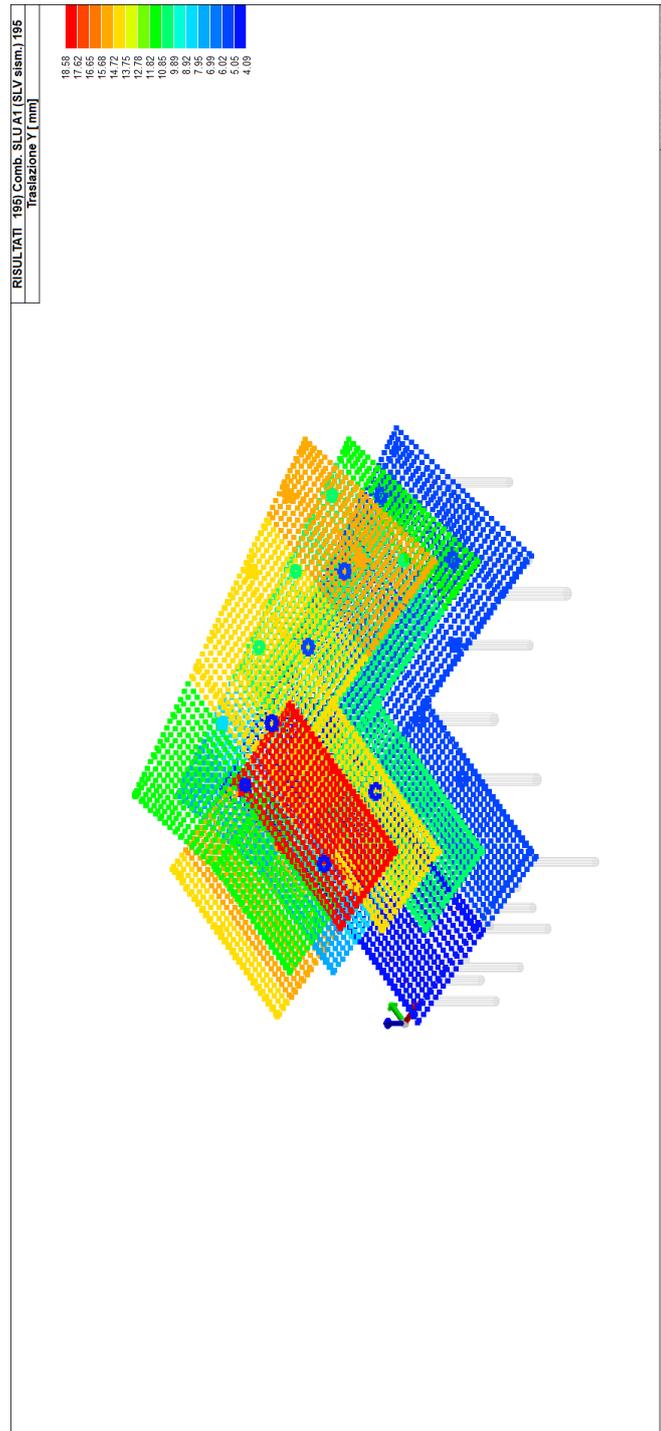


**18. DIMENSIONAMENTO DEI GIUNTI**

Il dimensionamento di giunti è stato effettuato considerando lo spostamento massimo all'SLV come da §7.2.1 delle NTC 2018. Lo spostamento  $d_E$  sotto l'azione sismica di progetto come da §7.3.3.3 delle NTC 2018, si ottiene moltiplicando i valori ottenuti dall'analisi per il fattore di duttilità in spostamento  $\mu_D$  dove  $\mu_D = q = 1$  avendo  $T_1 \geq T_c \rightarrow 0,62s > 0,409$ .



SPOSTAMENTI MASSIMI IN DIREZIONE X



SPOSTAMENTI MASSIMI IN DIREZIONE Y

Gli spostamenti massimi sono 17,56 mm in direzione X e 18,58 mm in direzione Y.

Si ricava lo spostamento totale del blocco 2  $\rightarrow \delta = \sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2} = 25,6 \text{ mm}$

La distanza tra costruzioni contigue deve essere tale da evitare fenomeni di martellamento e non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV. Le valutazioni dei giunti sono state effettuate considerando gli spostamenti massimi del blocco 1 e del blocco 2 e gli spostamenti massimi del blocco 2 e del blocco palestra.



Lo spostamento massimo del blocco 1 e del blocco 2 è pari a  $25,6 + 25,6 = 51,2$  mm. Il giunto tra le due costruzioni contigue è stato scelto pari a 8 cm.

Lo spostamento massimo del blocco 2 e del blocco palestra è pari a  $25,6 + 74,6 = 100,2$  mm. Il giunto tra le due costruzioni contigue è stato scelto pari a 13 cm.



## 19. VERIFICHE DI RIGIDEZZA - VERIFICA SPOSTAMENTI

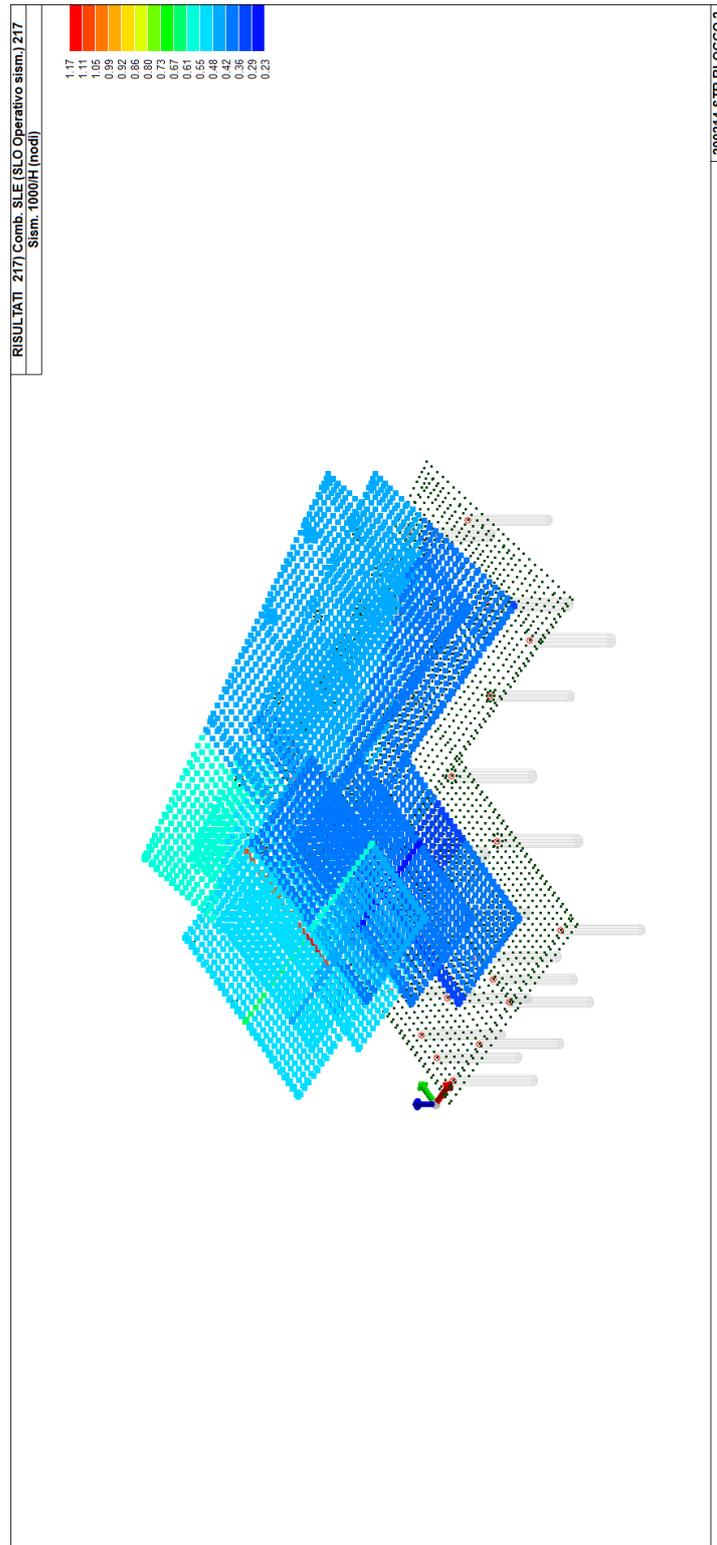
La verifica in termini di rigidezza prevede che la deformazione degli elementi strutturali non debba produrre sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile (§7.3.6.1 delle NTC 2018). Per soddisfare tale verifica si limitano gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto. Per la CU IV ci si riferisce allo SLO e gli spostamenti d'interpiano devono essere inferiori ai 2/3 dei limiti indicati nel seguito:

$$qd_r \leq 0.0050 \cdot h$$

Dove:

- $d_r$  è lo spostamento di interpiano;
- $h$  è l'altezza del piano.

Per semplicità di consultazione si è espresso lo spostamento in termini  $1000 \cdot \eta_T/h$  da confrontare direttamente con i valori forniti nella norma. La verifica a SLO si ritiene soddisfatta se il rapporto di  $1000/h$  è minore di 5 allo SLD e minore di 3,33 (2/3 di 5) allo SLO.



Le verifiche risultano quindi soddisfatte.

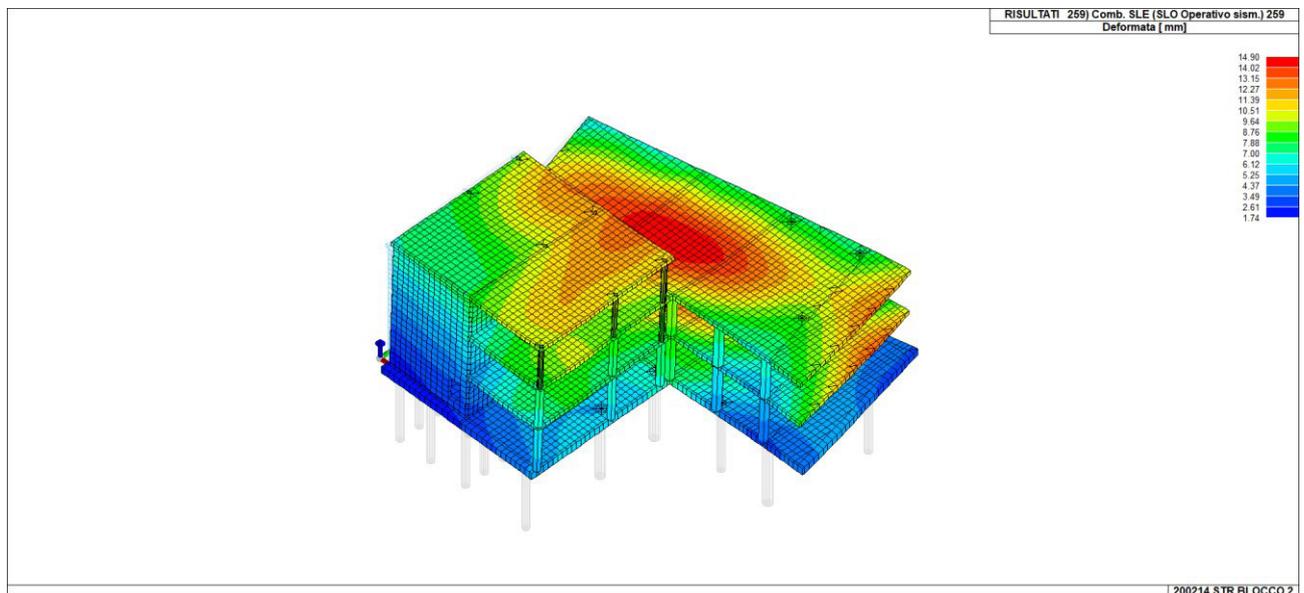


## 20. IMPIANTI

### 20.1 VERIFICHE DI FUNZIONAMENTO

In accordo con il §7.3.6.3 delle NTC 2018, per gli impianti si deve verificare che gli spostamenti strutturali o le accelerazioni (a seconda che gli impianti siano più vulnerabili all'effetto dei primi o delle seconde) prodotti dalle azioni relative allo SL e alla CU considerati non siano tali da produrre interruzioni d'uso degli impianti stessi.

Si riportano gli spostamenti massimi ottenuti all'SLO:



Si prescrive che gli impianti installati devono essere tali da garantire il loro funzionamento anche a seguito di uno spostamento pari a circa 15mm. In prossimità dei giunti si prevede di utilizzare un giunto antisismico per tubazioni. Tale giunto è realizzato in gomma flessibile (compensatore di dilatazione) in cui la parte elastica è costituita da una mescola in gomma, a base di elastomeri sintetici. Tali giunti sono inoltre rinforzati internamente da più strati di fibre tessili e da fili di acciaio opportunamente disposti.



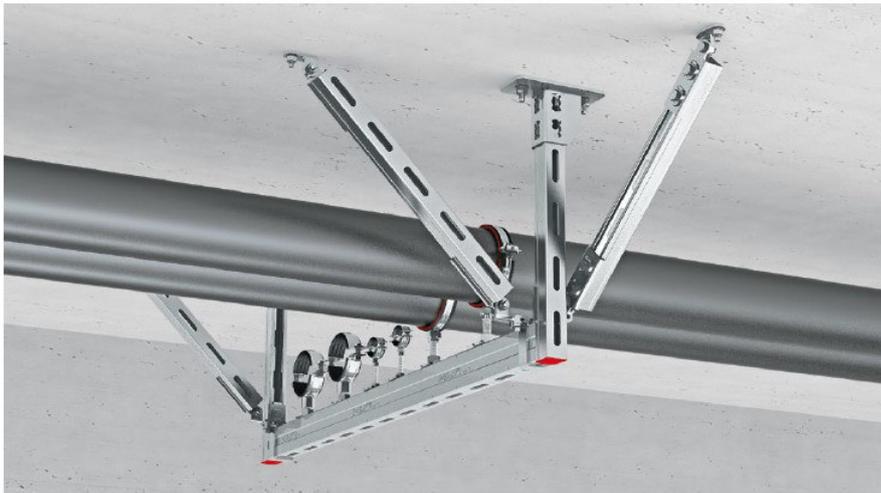


## 20.2 VERIFICHE DI STABILITÀ

Per ciascuno degli impianti principali, i diversi elementi funzionali costituenti l'impianto, compresi gli elementi strutturali che li sostengono e collegano, tra loro e alla struttura principale, devono avere capacità sufficiente a sostenere la domanda corrispondente allo SL e alla CU considerati.

## 20.3 IMPIANTI

Per gli impianti meccanici si è scelto di utilizzare dei sistemi modulari tipo Hilti MQ o equivalente.



Con riferimento al §7.2.4 delle NTC 2018, la domanda sismica agente per la presenza di un impianto sul pannello di tamponatura o di tramezzatura a cui l'impianto è appeso, si può assimilare ad un carico uniformemente distribuito di intensità  $2Fa/S$ , dove  $Fa$  è la forza di competenza di ciascuno degli elementi funzionali componenti l'impianto, applicata al baricentro dell'elemento e calcolata utilizzando l'equazione riportata di seguito, e  $S$  è la superficie del pannello di tamponatura o di tramezzatura (ip.  $1m \times 1m$ ). L'accelerazione considerata è quella allo SLV pari a  $0,051g$ . Si considera un peso totale al metro pari a  $50kg$ . Si prevede uno staffaggio ogni 2 metri.

$$F_a = (S_a \cdot W_a) / q_a$$

dove:

- $W_a$  è il peso dell'elemento:  $W_a = 50 \text{ daN/m} \times 2.00 \text{ m} = 100 \text{ daN}$ ;
- $q_a$  è il fattore di comportamento dell'elemento (a favore di sicurezza pari a 1);
- $S_a$  è l'accelerazione massima:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[ \frac{3 \left( 1 + \frac{Z}{H} \right)}{\left( 1 + \left( 1 - \frac{T_a}{T_1} \right)^2 \right)} - 0,5 \right]$$

Con:

- $\alpha = a_g / g$ ;
- $S = S_S \times S_T = 1,2$ ;
- $Z$  = quota baricentro dell'elemento a partire dal piano di fondazione  $11,53$  (a favore di sicurezza si sono considerati gli impianti ancorati al solaio di copertura);



- H = altezza costruzione a partire da piano di fondazione pari a 12,18 m;
- T1 = periodo fondamentale di vibrazione della costruzione pari a 0,62 s;
- Ta = periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale. Essendo la struttura porta impianti molto più rigida rispetto alla struttura dell'edificio il rapporto Ta/T1 si è considerato prossimo a 0.

Si ottiene Sa = 0.28, da cui una forza applicata pari a 14,5 daN, su un metro quadro.

Ipotizzando che gli impianti siano collegati alla struttura principale ogni 2 metri si ottiene 14,5\*2 = 29 daN applicata alla singola staffa.

Dalla scheda tecnica del prodotto è possibile ricavare la tipologia di staffaggio che è possibile utilizzare:

**Tabella N° 7 – carico puntuale in mezzeria, altezza del trapezio: 0.8 m**



- A 4 VIE con MQS-AC
- 1 – set up con MQS-W41
  - 2 – set up con MQS-W72
  - 3 – set up con MQS-W41D

**Tabella N° 8 – carico uniformemente distribuito, altezza del trapezio: 0.8 m**

Fv (kN)	Fu max (kN)	Lunghezza binario orizzontale (m)									
		0.50	0.75	1.00	1.25	1.50	1.75	2.00	2.25	2.50	
0.50	1.25	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3
1.00	2.50	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3
1.50	2.25	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3
	2.70	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	2,3
	3.45	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	2,3	2,3
2.00	2.00	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	2,3
	2.80	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	2,3	2,3
	3.40	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	2,3	2,3
2.50	2.75	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	2,3	2,3	2,3
	3.50	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	2,3	2,3	2,3	2,3
3.00	3.30	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	2,3	2,3	2,3	2,3	2
3.50	1.75	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	2,3	2,3	2,3	2,3	2,3	2
	3.50	1,2,3	1,2,3	1,2,3	1,2,3	2,3	2,3	2,3	2,3	2,3	
4.00	3.20	1,2,3	1,2,3	1,2,3	2,3	2,3	2,3	2,3	2		
4.50	3.15	1,2,3	1,2,3	1,2,3	2,3	2,3	2,3	2			
5.00	3.00	1,2,3	1,2,3	2,3	2,3	2,3	2,3				

Si sceglie di utilizzare una connessione sui solai tramite tassello meccanico tipo HILTI HSA M10 e un coefficiente di sicurezza pari a 3. Il taglio sollecitante per ogni tassello risulta essere pari a  $32 \cdot 3 / 2 = 43,5$  daN. Confrontando tale valore con le resistenze fornite dal produttore, tali verifiche risultano ampiamente soddisfatte.



**Resistenza caratteristica**

Dimensione ancorante			M6			M8			M10		
Profondità di posa effettiva	$h_{ef}$	[mm]	30	40	60	30	40	70	40	50	80
Trazione $N_{Rk}$											
HSA, HSA-BW	[kN]		6,0	7,5	9,0	8,3	12,8	16,0	12,8	17,9	25,0
HSA-R2, HSA-R	[kN]		6,0	7,5	9,0	8,3	12,8	16,0	12,8	17,9	25,0
Taglio $V_{Rk}$											
HSA, HSA-BW	[kN]		6,5	6,5	6,5	8,3	10,6	10,6	18,9	18,9	18,9
HSA-R2, HSA-R	[kN]		7,2	7,2	7,2	8,3	12,3	12,3	22,6	22,6	22,6
Dimensione ancorante			M12			M16			M20		
Profondità di posa effettiva	$h_{ef}$	[mm]	50	65	100	65	80	120	75	100	115
Trazione $N_{Rk}$											
HSA, HSA-BW	[kN]		17,9	26,5	35,0	26,5	36,1	50,0	32,8	50,5	62,3
HSA-R2, HSA-R	[kN]		17,9	26,5	35,0	26,5	36,1	50,0	32,8	50,5	62,3
Taglio $V_{Rk}$											
HSA, HSA-BW	[kN]		29,5	29,5	29,5	51,0	51,0	51,0	65,6	85,8	85,8
HSA-R2, HSA-R	[kN]		29,3	29,3	29,3	56,5	56,5	56,5	65,6	91,9	91,9

**20.4 CONTROSOFFITTO**

Analogamente a quanto esposto per gli impianti, si procede alla valutazione degli effetti dell'azione sismica sul controsoffitto. L'accelerazione considerata è quella allo SLV pari a 0,051g. La forza sismica è definibile tramite la relazione:

$$F_a = (S_a \cdot W_a) / q_a$$

Dove:

- $W_a$  è il peso dell'elemento:  $W_a = 20 \text{ daN/mq}$
- $q_a$  è il fattore di comportamento dell'elemento (a favore di sicurezza pari a 1);
- $S_a$  è l'accelerazione massima:
- $S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[ \frac{3 \left(1 + \frac{Z}{H}\right)}{\left(1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2\right)} - 0,5 \right]$

Con:

- $\alpha = a_g / g$ ;
- $S = SS \times ST = 1,2$ ;
- $Z$  = quota baricentro dell'elemento a partire dal piano di fondazione 11,53 (a favore di sicurezza si sono considerati i controsoffitti ancorati al solaio di copertura);
- $H$  = altezza costruzione a partire da piano di fondazione pari a 12,18 m;
- $T_1$  = periodo fondamentale di vibrazione della costruzione pari a 0,62 s;
- $T_a$  = periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale pari a

per cui si ottiene un'azione orizzontale pari a circa 7 daN/m<sup>2</sup>. Ipotizzando una pendinatura 1x1m e quattro connessioni al metro quadro si ottiene una forza di taglio pari a  $7/4 = 1,75 \text{ daN}$  applicata al singolo ancorante.



Si ipotizza un ancorante meccanico tipo HILTI HSA:

### Resistenza caratteristica

Dimensione ancorante			M6			M8			M10		
Profondità di posa effettiva	$h_{ef}$	[mm]	30	40	60	30	40	70	40	50	80
Trazione $N_{Rk}$											
HSA, HSA-BW	[kN]		6,0	7,5	9,0	8,3	12,8	16,0	12,8	17,9	25,0
HSA-R2, HSA-R	[kN]		6,0	7,5	9,0	8,3	12,8	16,0	12,8	17,9	25,0
Taglio $V_{Rk}$											
HSA, HSA-BW	[kN]		6,5	6,5	6,5	8,3	10,6	10,6	18,9	18,9	18,9
HSA-R2, HSA-R	[kN]		7,2	7,2	7,2	8,3	12,3	12,3	22,6	22,6	22,6
Dimensione ancorante			M12			M16			M20		
Profondità di posa effettiva	$h_{ef}$	[mm]	50	65	100	65	80	120	75	100	115
Trazione $N_{Rk}$											
HSA, HSA-BW	[kN]		17,9	26,5	35,0	26,5	36,1	50,0	32,8	50,5	62,3
HSA-R2, HSA-R	[kN]		17,9	26,5	35,0	26,5	36,1	50,0	32,8	50,5	62,3
Taglio $V_{Rk}$											
HSA, HSA-BW	[kN]		29,5	29,5	29,5	51,0	51,0	51,0	65,6	85,8	85,8
HSA-R2, HSA-R	[kN]		29,3	29,3	29,3	56,5	56,5	56,5	65,6	91,9	91,9

Ipotizzando una connessione tramite tassello meccanico tipo HILTI HSA M10 nella soletta di calcestruzzo (1890 daN) e un coefficiente di sicurezza pari a 3 si ottiene 630 daN di resistenza a taglio. La domanda di taglio è soddisfatta.

Per le considerazioni fatte in merito, la verifica della controsoffittatura si può ritenere soddisfatta.



## 21. VERIFICHE ELEMENTI NON STRUTTURALI

### 21.1 TAMPONATURE

La verifica di stabilità delle tamponature è stata condotta sotto l'azione della  $F_a = (S_a \cdot W_a)/q_a$  calcolata all'SLV.

La norma inoltre consente di ridurre la domanda sismica  $S_a$  su ciascun elemento non strutturale attraverso uno specifico fattore di comportamento  $q_a$ . Si riporta la tabella C7.2.I:

**Tabella C7.2.I - Valori di  $q_a$  per elementi non strutturali**

Elemento non strutturale	$q_a$
Parapetti o decorazioni aggettanti Insegne e pannelli pubblicitari Comignoli antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	1,0
Pareti interne ed esterne Tramezzatura e facciate Comignoli, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggiati sul pavimento Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti	2,0

Il sistema portante delle tamponature è costituito da un'intelaiatura in legno C24 con profili 6x14 cm posti ad interasse di 125 cm. Tali profili sono controventati da pannelli di OSB/3 avente spessore 20 mm.

Si è valutata la forza sismica. L'accelerazione considerata è quella allo SLV pari a 0,051g. La forza sismica è definibile tramite la relazione:

$$F_a = (S_a \cdot W_a)/q_a$$

Dove:

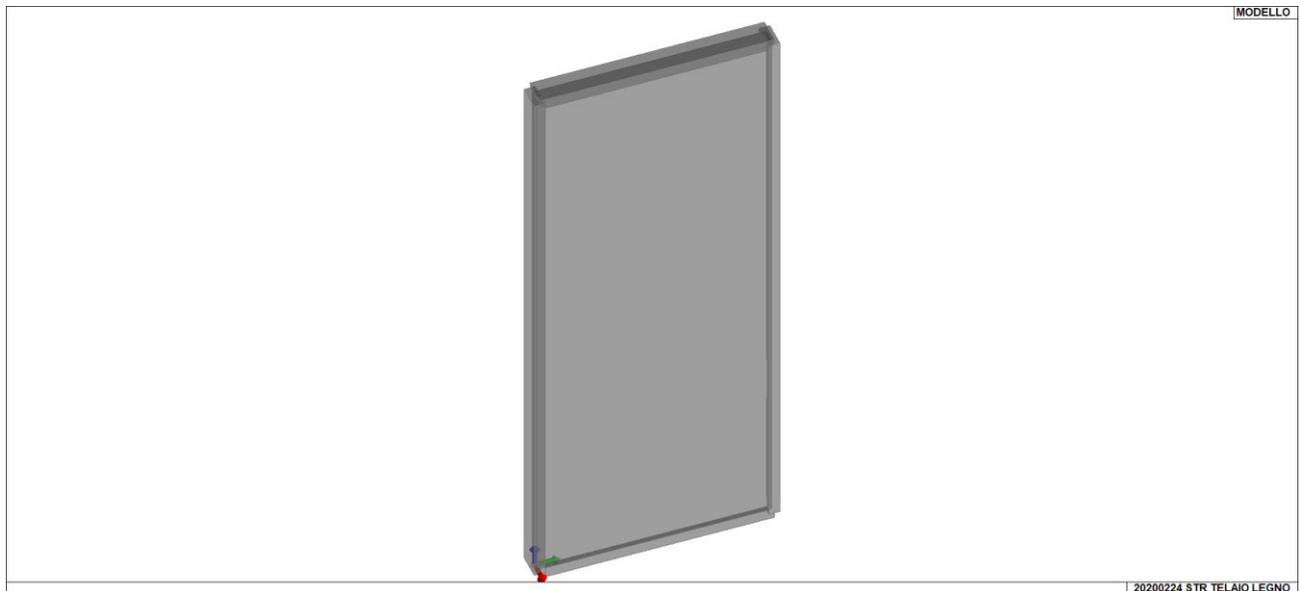
- $W_a$  è il peso dell'elemento:  $W_a = 260$  daN
- $q_a$  è il fattore di comportamento dell'elemento pari a 2;
- $S_a$  è l'accelerazione massima:
- $S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[ \frac{3 \left(1 + \frac{Z}{H}\right)}{\left(1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2\right)} - 0,5 \right]$

Con:

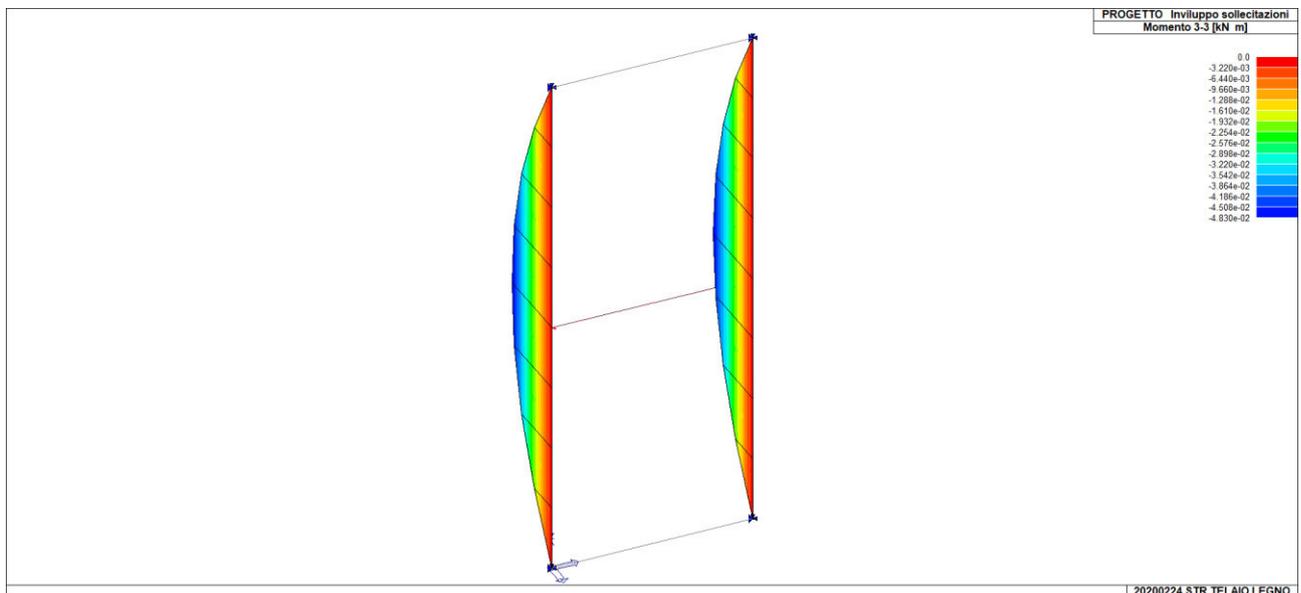
- $\alpha = a_g/g$ ;
- $S = S_S \times S_T = 1$ ;
- $Z$  = quota baricentro dell'elemento a partire dal piano di fondazione 9,93m
- $H$  = altezza costruzione a partire da piano di fondazione pari a 12,18 m;
- $T_1$  = periodo fondamentale di vibrazione della costruzione pari a 0,62 s;



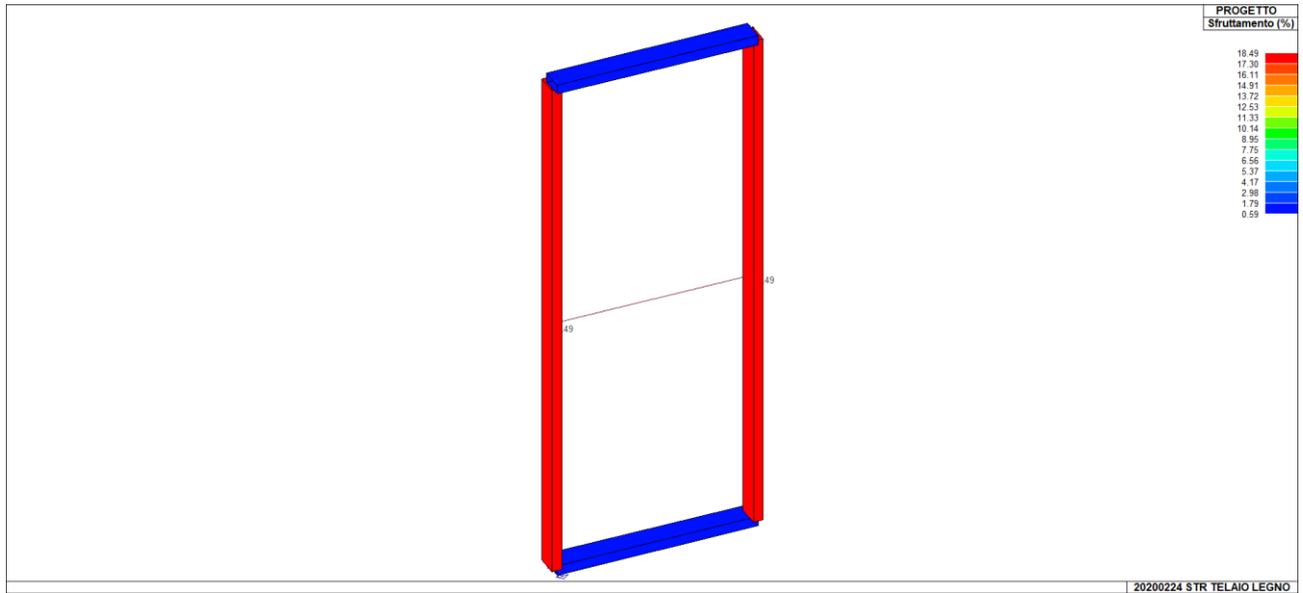
- $T_a$  = periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale pari a 0,03s per cui si ottiene un'azione orizzontale concentrata pari a circa 19 daN.



MODELLO 3D PARETE



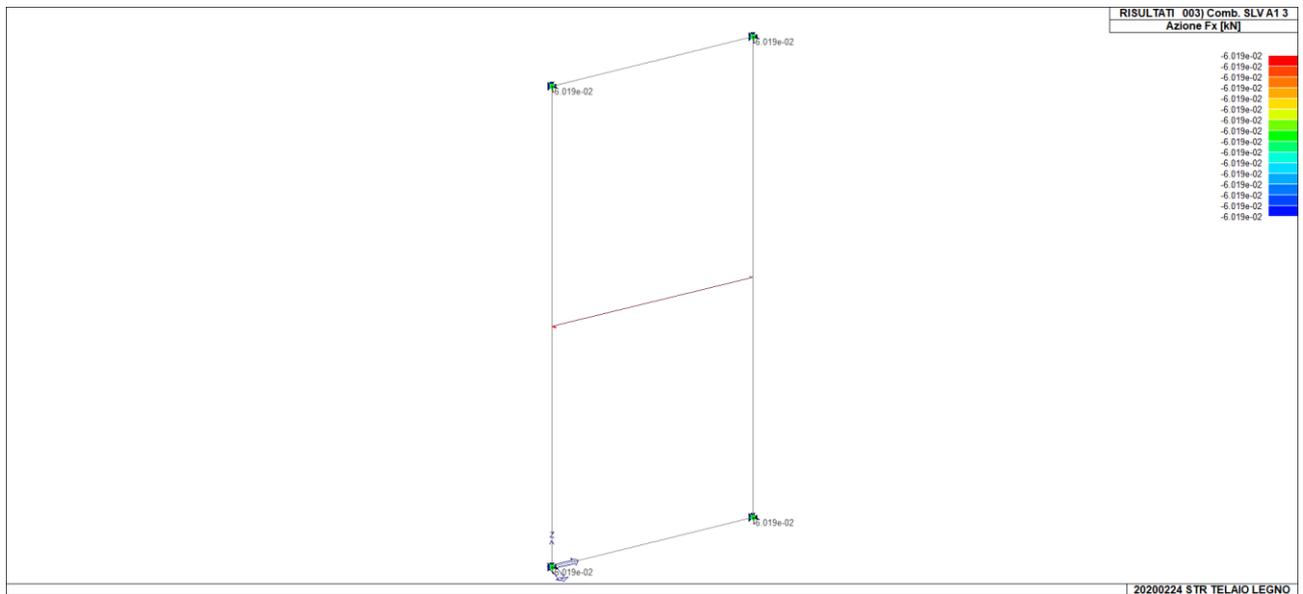
MOMENTO 3-3



SPRUTTAMENTO MATERIALE

Gli elementi costituenti il tamponamento risultano verificati.

Si decide di ancorare il tamponamento alla soletta in calcestruzzo superiormente ed inferiormente con 2 tasselli tipo Hilti HSA M8 ogni 1,25 m.



REAZIONE DEI VINCOLI

Utilizzando un coefficiente di sicurezza pari a 3, il taglio sollecitante su ogni tassello risulta essere pari a  $0,02 \cdot 3 = 0,06$  kN. Confrontando tale valore con le resistenze fornite dal produttore, tali verifiche risultano ampiamente soddisfatte.



**Resistenza caratteristica**

Dimensione ancorante		M6			M8			M10		
Profondità di posa effettiva	$h_{ef}$ [mm]	30	40	60	30	40	70	40	50	80
Trazione $N_{Rk}$										
HSA, HSA-BW	[kN]	6,0	7,5	9,0	8,3	12,8	16,0	12,8	17,9	25,0
HSA-R2, HSA-R	[kN]	6,0	7,5	9,0	8,3	12,8	16,0	12,8	17,9	25,0
Taglio $V_{Rk}$										
HSA, HSA-BW	[kN]	6,5	6,5	6,5	8,3	10,6	10,6	18,9	18,9	18,9
HSA-R2, HSA-R	[kN]	7,2	7,2	7,2	8,3	12,3	12,3	22,6	22,6	22,6
Dimensione ancorante		M12			M16			M20		
Profondità di posa effettiva	$h_{ef}$ [mm]	50	65	100	65	80	120	75	100	115
Trazione $N_{Rk}$										
HSA, HSA-BW	[kN]	17,9	26,5	35,0	26,5	36,1	50,0	32,8	50,5	62,3
HSA-R2, HSA-R	[kN]	17,9	26,5	35,0	26,5	36,1	50,0	32,8	50,5	62,3
Taglio $V_{Rk}$										
HSA, HSA-BW	[kN]	29,5	29,5	29,5	51,0	51,0	51,0	65,6	85,8	85,8
HSA-R2, HSA-R	[kN]	29,3	29,3	29,3	56,5	56,5	56,5	65,6	91,9	91,9

**21.2 VERIFICA TRAMEZZA IN CARTONGESSO**

Tipologia parete in cartongesso utilizzata.

W 112 Parete Knauf ad orditura metallica e doppio rivestimento									
	100	50	2x12,5	A (GKB) o F (GKF)	48	50	40	0.61	
	110		2x15		54				
	122		2x18		67				
	125	75	2x12,5	A (GKB) o F (GKF)	48	56	40/60	0.60/0.46	
	135		2x15		54				
	147		2x18		67				
	150	100	2x12,5		49	53/55/56	40/60/80	0.60/0.46/0.38	
	160		2x15		55				
172	2x18		68						

Si è valutata la forza sismica per questo elemento non strutturale.

L'accelerazione considerata è quella allo SLV pari a 0,051g. La forza sismica è definibile tramite la relazione:

$$F_a = (S_a \cdot W_a) / q_a$$

Dove:

- $W_a$  è il peso dell'elemento:  $W_a = 70 \text{ daN}$
- $q_a$  è il fattore di comportamento dell'elemento pari a 2;
- $S_a$  è l'accelerazione massima:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[ \frac{3 \left(1 + \frac{z}{H}\right)}{\left(1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2\right)} - 0,5 \right]$$

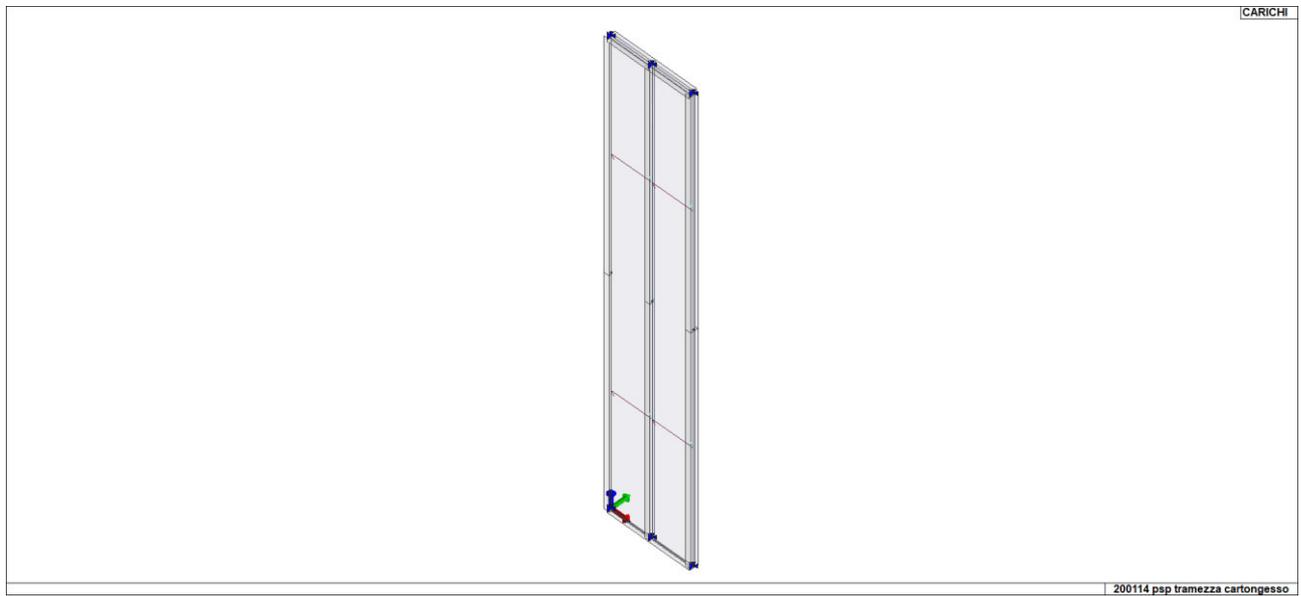
Con:

- $\alpha = a_g / g$ ;
- $S = S_S \times S_T = 1$ ;
- $z$  = quota baricentro dell'elemento a partire dal piano di fondazione 9,93m



- H = altezza costruzione a partire da piano di fondazione pari a 12,18 m;
- T1 = periodo fondamentale di vibrazione della costruzione pari a 0,62 s;
- Ta = periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale pari a 0,4s per cui si ottiene un'azione orizzontale concentrata pari a circa 6 daN. Ipotizzando due connessioni su ogni montante della parete si ottiene una forza di taglio pari a  $6/2 = 3$  daN applicata al singolo ancorante.

Si è proceduto alla verifica della parete per tale azione.



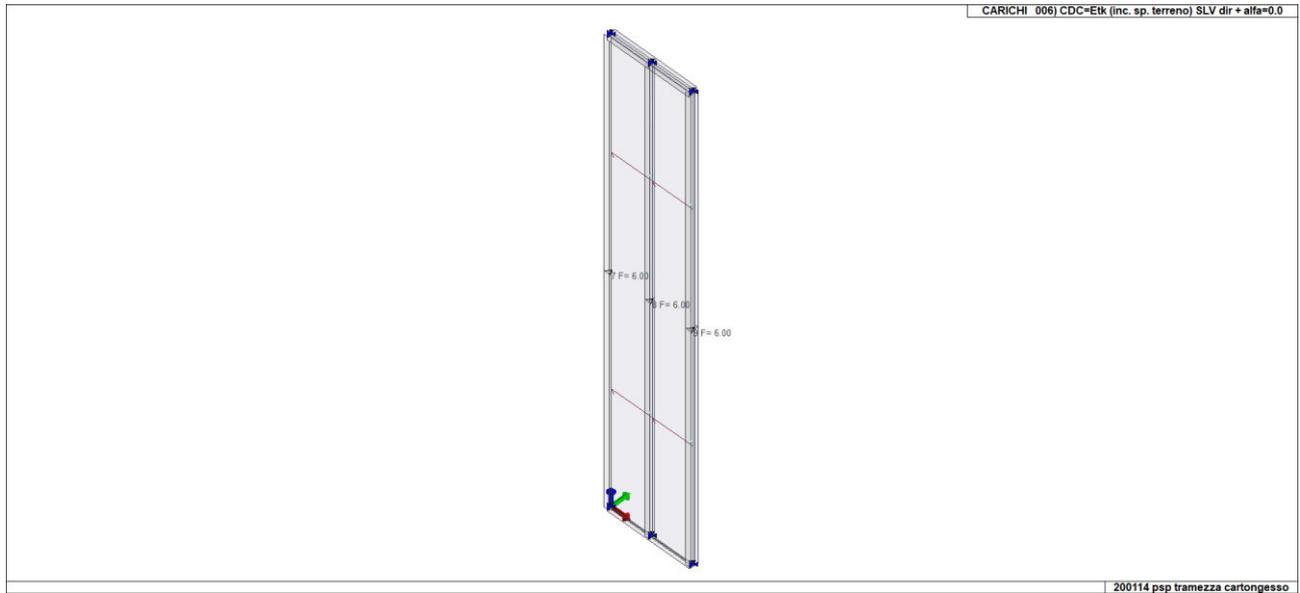
Sezione utilizzata:

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	U : bi=7.5 ht=5 bs=0.6 hi=0.6	9.78	0.0	0.0	1.18	84.10	23.84	22.43	7.12	26.65	12.84

Carico applicato oltre al peso proprio:

Tipo	carico concentrato nodale
------	---------------------------

Id	Tipo	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
		daN	daN	daN	daN cm	daN cm	daN cm
1	Fa	0.0	6.00	0.0	0.0	0.0	0.0



Casi di carico:

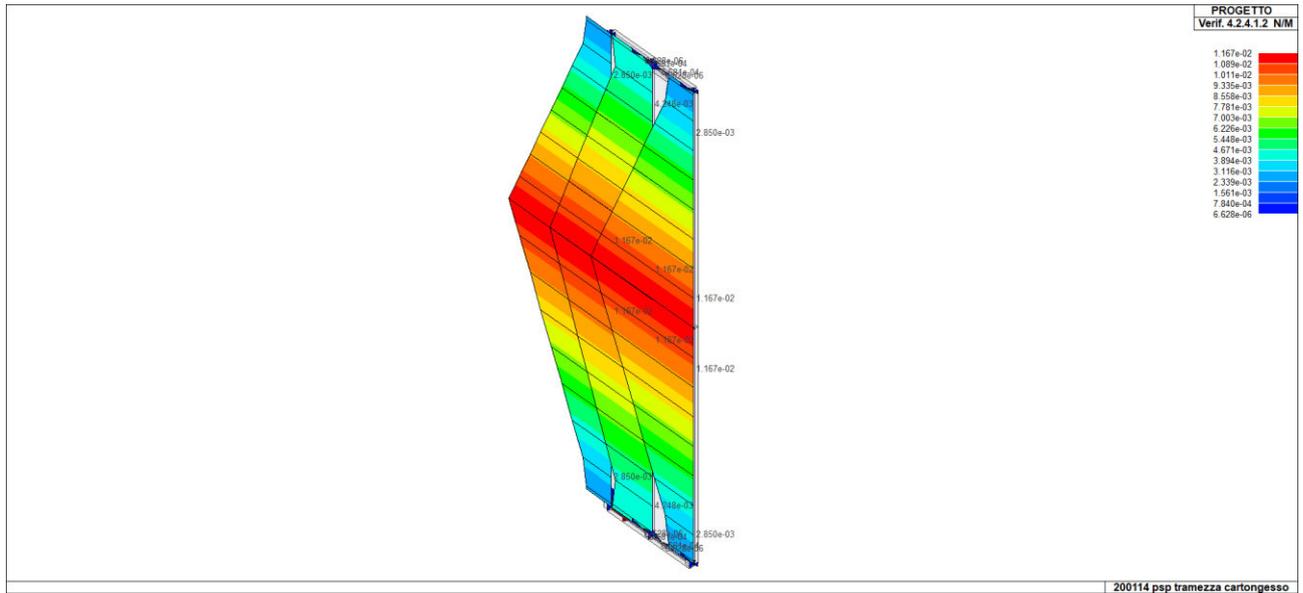
CDC	Tipo	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gsk	CDC=G1sk (permanente solai-coperture)	
3	Gsk	CDC=G2sk (permanente solai-coperture n.c.d.)	
4	Gsk	CDC=G2pk (permanente pannelli n.c.d.)	
5	Qsk	CDC=Qsk (variabile solai)	
6	Etk	CDC=Etk SLV	Nodo:da 7 a 9 Azione : Fa

Combinazioni:

Cmb	Tipo	Sigla Id
1	SLU	Comb. SLU A1 1
2	SLU	Comb. SLU A1 2
3	SLU	Comb. SLV A1 3
4	SLE(r)	Comb. SLE(rara) 4
5	SLE(f)	Comb. SLE(freq.) 5
6	SLE(p)	Comb. SLE(perm.) 6

Verifiche sui montanti:

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=11	5.61e-04	0.01		1								3,3,0,0
2	ok	s=1,m=11	5.61e-04	0.01		1								3,3,0,0
3	ok	s=1,m=11	5.61e-04	0.01		1								3,3,0,0
8	ok	s=1,m=11	5.61e-04	0.01		1								3,3,0,0
9	ok	s=1,m=11	5.61e-04	0.01		1								3,3,0,0
10	ok	s=1,m=11	5.61e-04	0.01		1								3,3,0,0
Pilas.			V V/T	V N/M	V stab		LamS 22	LamS 33	Snell.	Chi mn	V flst	LamS LT	Chi LT	
			5.61e-04	0.01										

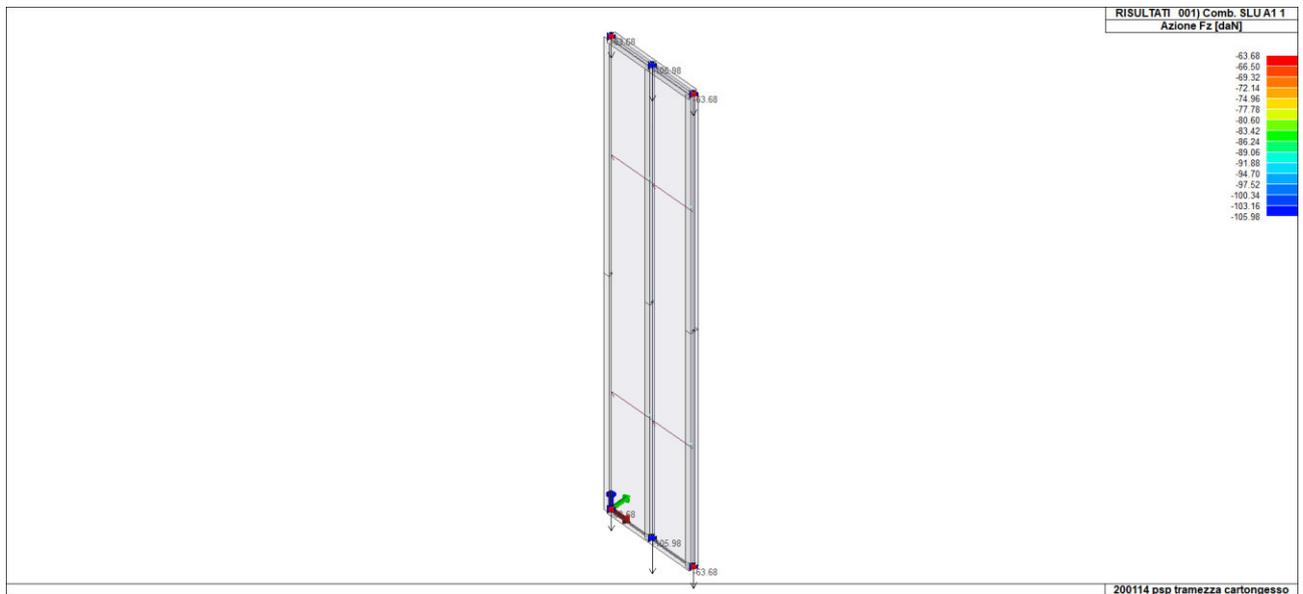


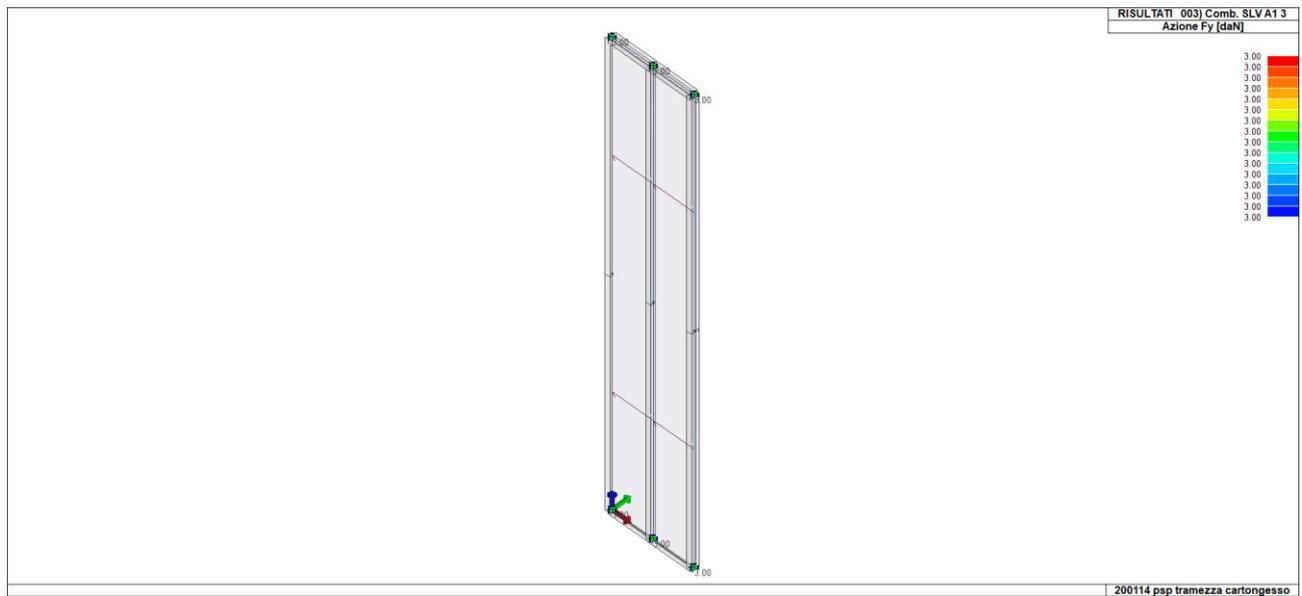
VERIFICA N/M SODDISFATTA

Dall'analisi della parete soggetta al peso proprio e alla forza sismica per l'elemento non strutturale risulta che il tassello che ancora la parete alla struttura è soggetta alle seguenti forze:

$F_y$  (taglio) = 3daN

$F_z$  (trazione) = 106daN





L'unione della parete alla struttura avverrà per mezzo di unione bullonata tramite tasselli tipo "HILTI HTS-HCR M8". Il dimensionamento e verifica del tassello necessario all'unione è avvenuto tramite il software della "HILTI". Il tassello è stato verificato, a favore di sicurezza, per sollecitazioni maggiori come mostrato in figura.

**Profis Anchor 2.8.5**

www.hilti.it

Impresa:

Progettista:

Indirizzo:

Telefono | Fax:

E-mail:

Pagina:

Progetto:

Contratto N°:

Data:

1

14/01/2020

Commenti del progettista:

## 1 Dati da inserire

**Tipo e dimensione dell'ancorante:** HST-HCR M8



Profondità di posa effettiva:  $h_{ef} = 47 \text{ mm}$ ,  $h_{nom} = 55 \text{ mm}$

Materiale: HCR

Certificazione No.: ETA 98/0001

Emesso | Validato: 09/02/2018 | -

Prova: metodo di calcolo EN 1992-4, Meccanico

Fissaggio distanziato:  $e_b = 0 \text{ mm}$  (Senza distanziamento);  $t = 6 \text{ mm}$

Piastra d'ancoraggio:  $l_x \times l_y \times t = 50 \text{ mm} \times 125 \text{ mm} \times 6 \text{ mm}$ ; (Spessore della piastra raccomandato: non calcolato)

Profilo: nessun profilo

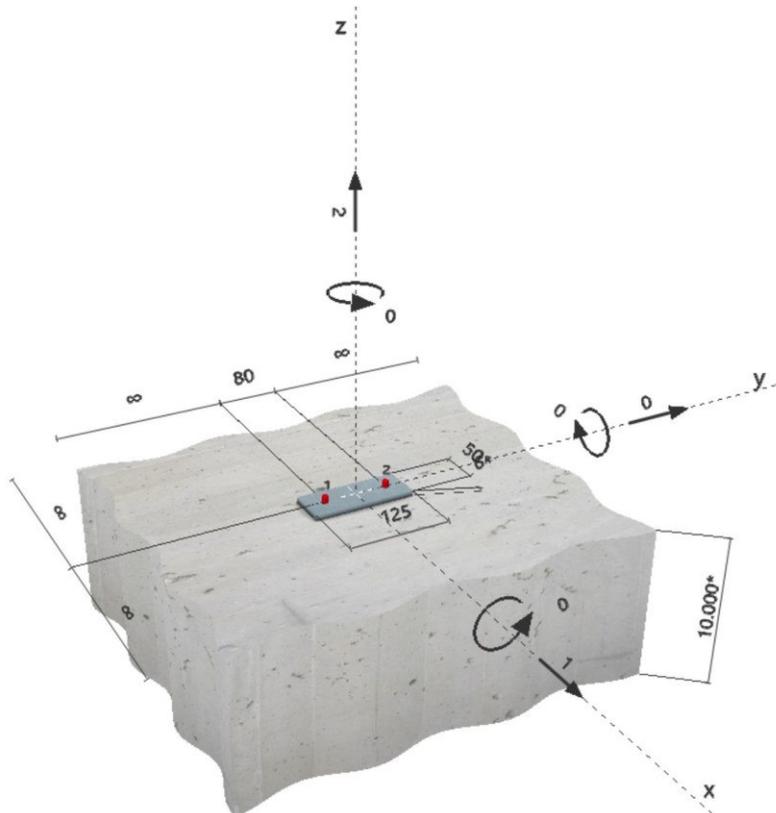
Materiale base: fessurato calcestruzzo, C30/37,  $f_{c,cyl} = 30,00 \text{ N/mm}^2$ ;  $h = 10.000 \text{ mm}$

**Installazione:** Foro eseguito con perforatore, Condizioni di installazione: asciutto

Armatura: nessuna armatura o interasse tra le armature  $\geq 150 \text{ mm}$  (qualunque  $\emptyset$ ) o  $\geq 100 \text{ mm}$  ( $\emptyset \leq 10 \text{ mm}$ )  
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 2.8.5**

www.hilti.it

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

Pagina: 2  
Progetto:  
Contratto N°:  
Data: 14/01/2020

## 2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

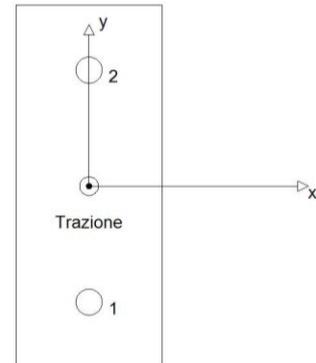
### Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	1,000	0,500	0,500	0,000
2	1,000	0,500	0,500	0,000

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): 2,000 [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.



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

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo $\beta_N$ [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	1,000	12,933	8	OK
Rottura per sfilamento*	1,000	4,082	25	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	2,000	11,833	17	OK
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

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

### 3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{Ms}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	$N_{Ed}$ [kN]
19,400	1,500	12,933	1,000

### 3.2 Rottura per sfilamento

$N_{Rk,p}$ [kN]	$\psi_c$	$\gamma_{Mp}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	$N_{Ed}$ [kN]
5,000	1,225	1,500	4,082	1,000

### 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> ]		
31,161	19,881	71	141	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	1,000	1,000	
$z$ [mm]	$\psi_{M,N}$	$k_1$	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{Mc}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	$N_{Ed}$ [kN]
0	1,000	7,700	13,589	1,800	11,833	2,000



**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)*	0,500	10,400	5	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	1,000	28,399	4	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

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

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

$V_{Rk,s}^0$ [kN]	$k_7$	$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]
13,000	1,000	13,000	1,250	10,400	0,500

**4.2 Rottura per pryout**

$A_{c,N}$ [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> ]	$k_8$	
31.161	19.881	71	141	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	1,000	1,000	1,000
$k_1$	$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [kN]	$V_{Ed}$ [kN]		
7,700	13,589	1,500	28,399	1,000		

**Profis Anchor 2.8.5**

www.hilti.it

Impresa:

Progettista:

Indirizzo:

Telefono | Fax:

E-mail:

Pagina:

Progetto:

Contratto N°:

Data:

5

14/01/2020

**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
0,077	0,048	2,000	1	OK

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

Rottura del calcestruzzo

$\beta_N$	$\beta_V$	$\alpha$	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,245	0,035	1,500	13	OK

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

**6 Spostamenti (ancorante più sollecitato)**

Carichi a breve termine:

$N_{sk}$	=	0,741 [kN]	$\delta_N$	=	0,185 [mm]
$V_{sk}$	=	0,370 [kN]	$\delta_V$	=	0,080 [mm]
			$\delta_{NV}$	=	0,202 [mm]

Carichi a lungo termine:

$N_{sk}$	=	0,741 [kN]	$\delta_N$	=	0,463 [mm]
$V_{sk}$	=	0,370 [kN]	$\delta_V$	=	0,120 [mm]
			$\delta_{NV}$	=	0,478 [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'ancoraggio risulta verificato!**



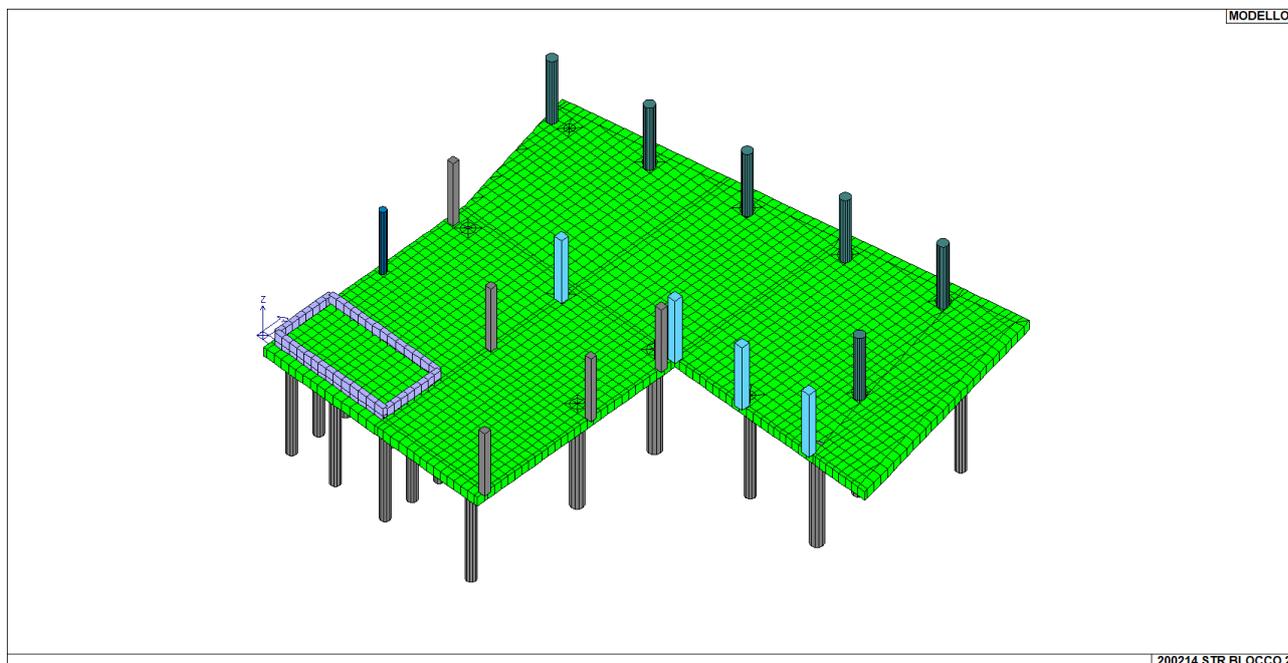
## 22. VERIFICA FONDAZIONI

Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera, in genere condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le pertinenti combinazioni delle azioni ai cui §2.5.3. Il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno sono stati eseguiti assumendo come azione in fondazione quella derivante dall'analisi strutturale eseguita ipotizzando un comportamento strutturale non dissipativo (v. §7.3).

### 22.1 VERIFICA PLATEA DI FONDAZIONE

Calcestruzzo: C32/40

Elementi platea Spessore 60 cm



Si è valutata l'armatura minima come da §7.2.5 delle NT. L'armatura minima per le platee di fondazione deve essere non inferiore allo 0,1%. Si ottiene  $\rightarrow 100 \cdot 60 \cdot 0,001 = 6 \text{ cm}^2$ . Si è scelto di utilizzare come armatura di base  $10,05 \text{ cm}^2$  che corrisponde a  $1\emptyset 16/20$ .

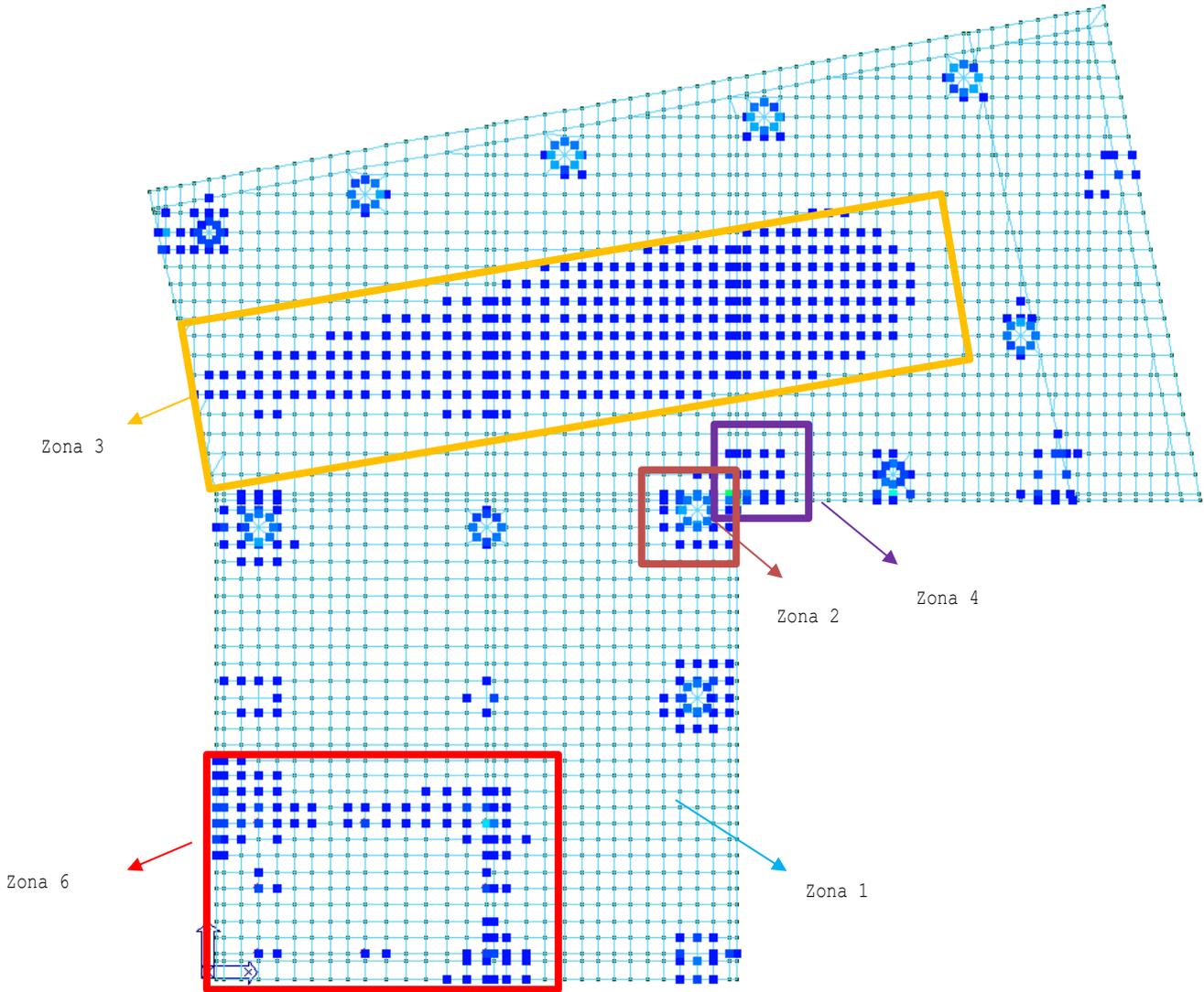
Per le verifiche si sono individuate 6 macro zone:

- Zona 1 - verifica armatura di base;
- Zona 2 - verifica armatura integrativa superiore;
- Zona 3 - verifica armatura integrativa superiore;
- Zona 4 - verifica armatura integrativa inferiore;
- Zona 5 - verifica armatura integrativa inferiore;

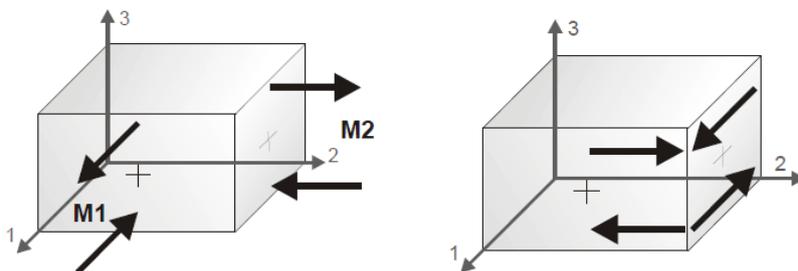


- Zona 6 - verifica armatura integrativa setto.

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.



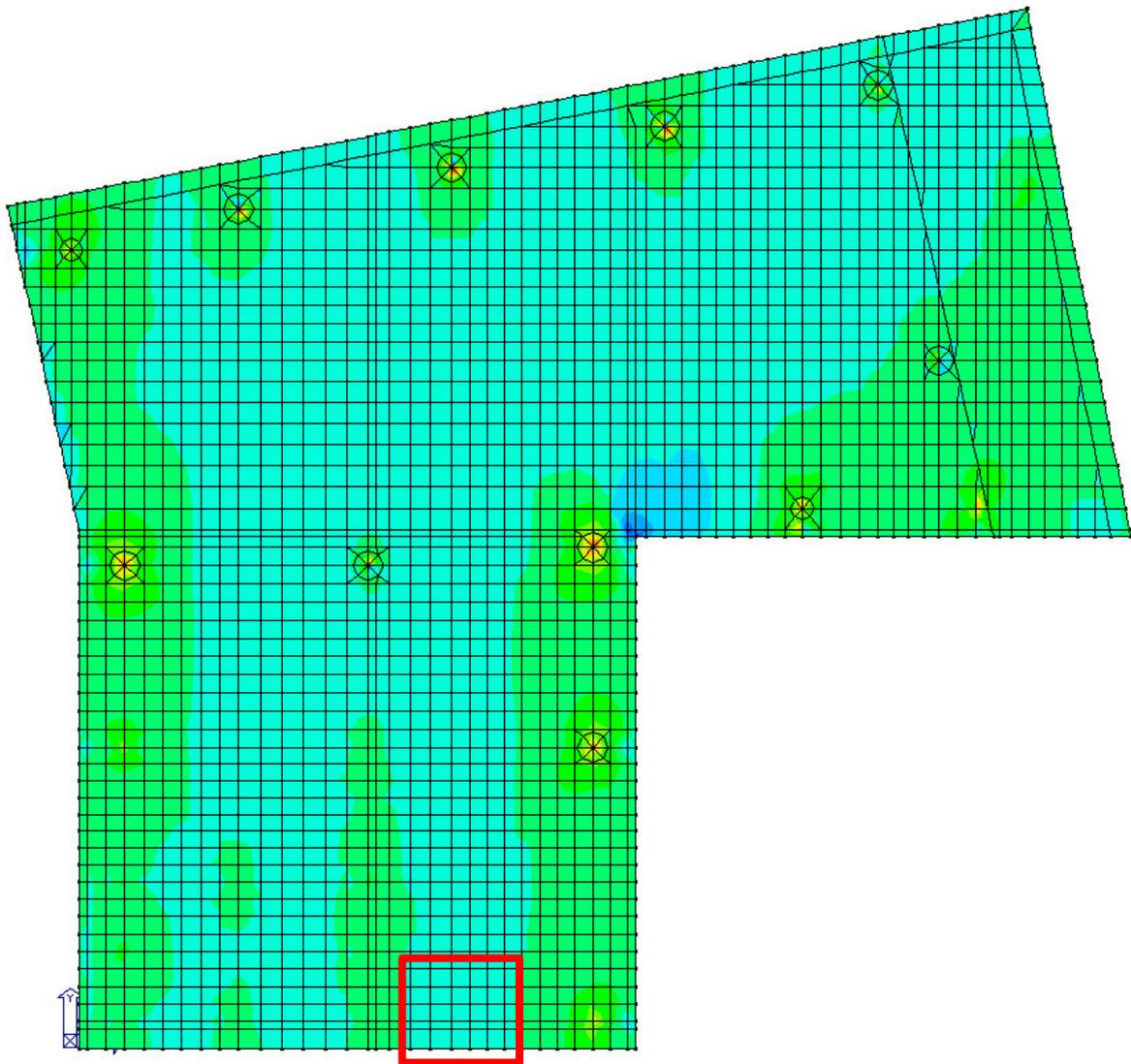


Le sollecitazioni che il programma restituisce sono:

- 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.

#### 22.1.1 VERIFICA ZONA 1 - VERIFICA ARMATURA DI BASE Ø16/20

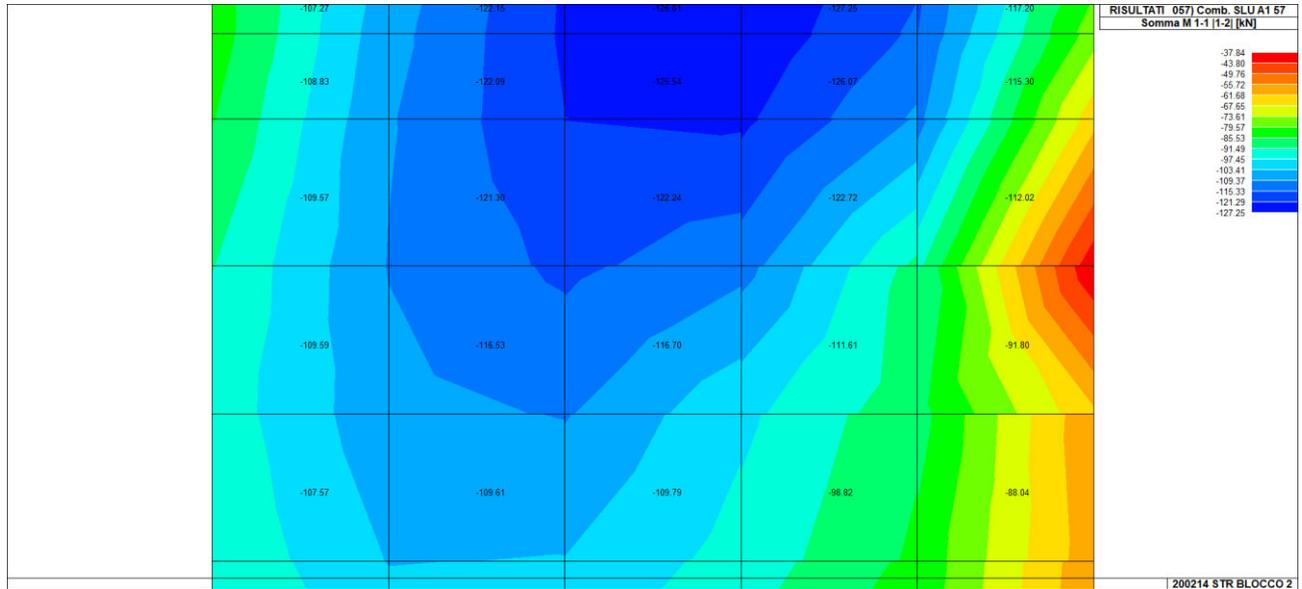
Si è considerato la porzione di soletta con le sollecitazioni in campata maggiori.





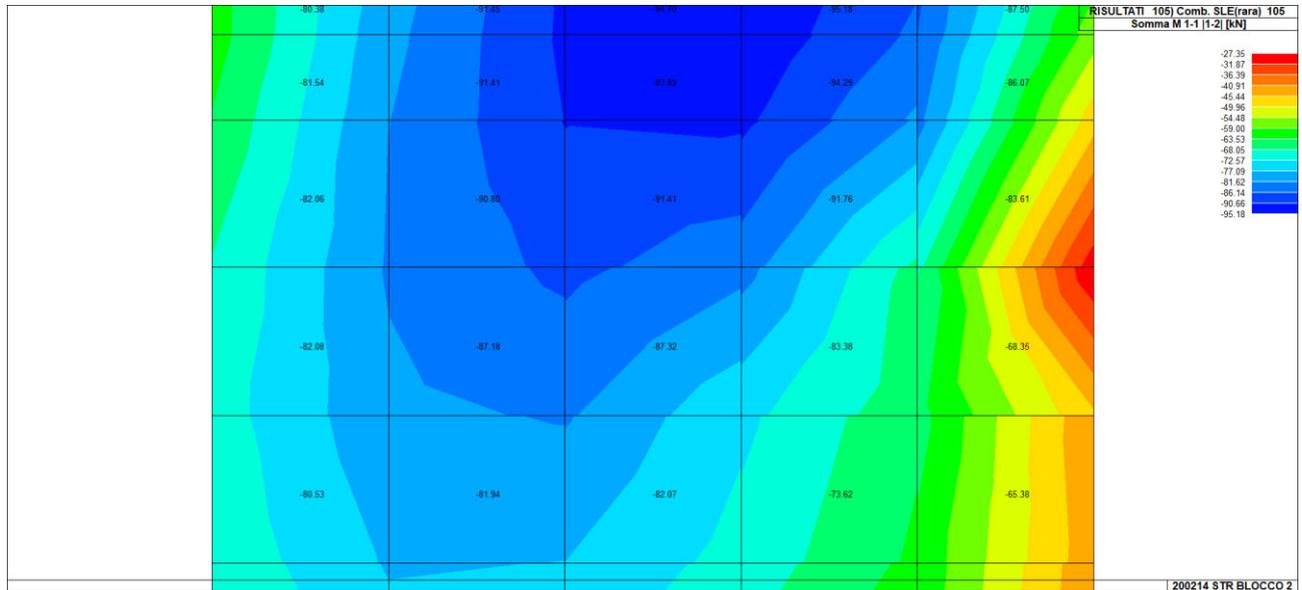
Si riportano le sollecitazioni maggiori tra le due direzioni:

MOMENTO MIN SLU



Si è considerato il valore medio di -125 kNm/m.

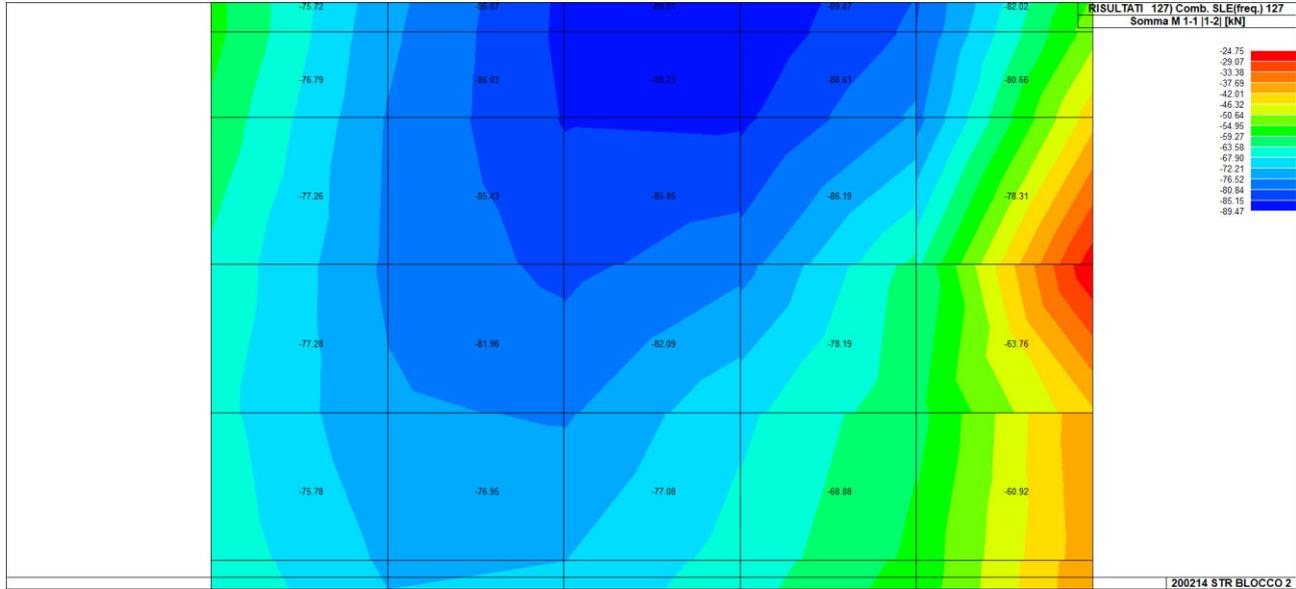
MOMENTO MIN SLE - RARA



Si è considerato il valore medio di -94 kNm/m.

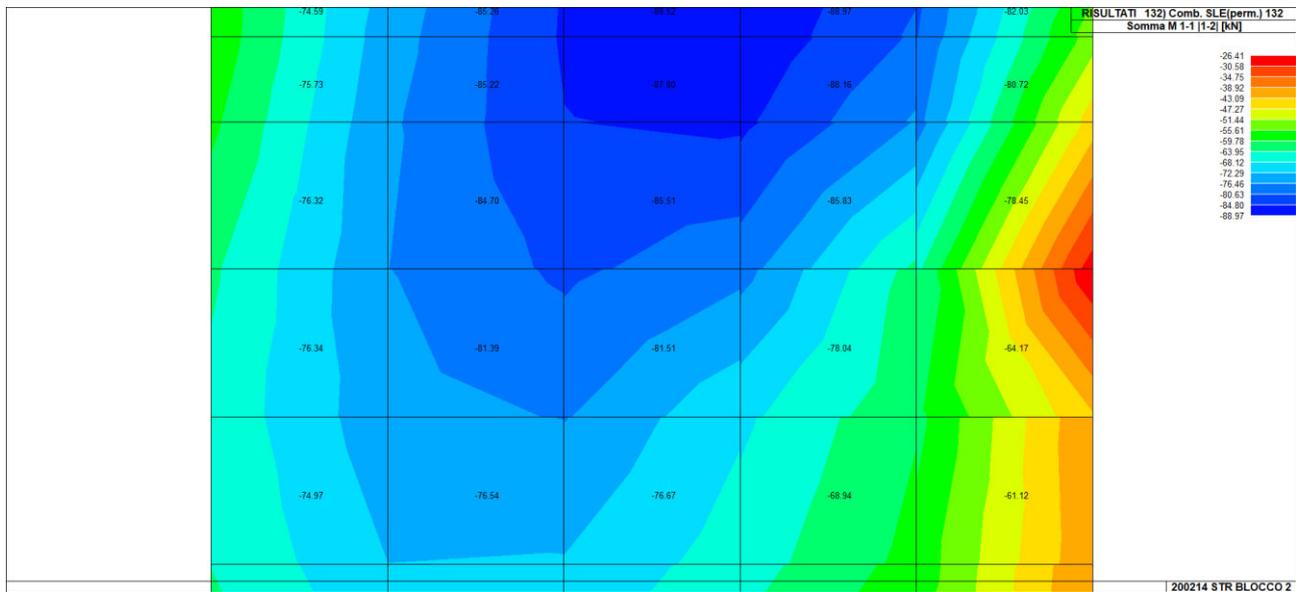


MOMENTO MIN SLE - FREQUENTE



Si è considerato il valore medio di -88 kNm/m.

MOMENTO MIN SLE - PERMANENTE



Si è considerato il valore medio di -88 kNm/m.



Si riportano le verifiche effettuate:

VERIFICA SLU

VERIFICA TRAVE SLU SLE												
VERIFICA PLATEA ZONA 1 - DIR X INF												
SEZIONE				MATERIALI								
				Acciaio	$f_{yk}$	450 [Mpa]	$\gamma_s$	1.15	$f_{yd}$	391.3 [Mpa]		
				B450C	$E_s$	210000 [Mpa]	Tensione in comb. Rara		$f_{yd,rara}$	360 [Mpa]		
Larghezza trave	$b_w$	100 [cm]								$\epsilon_{s1}$	0.186%	
Altezza	H	60 [cm]								$f_{cd}$	18.1 [Mpa]	
Coprifetto asse armatura compressa	$c'$	6.4 [cm]								$\alpha_{cc}$	0.85	
Coprifetto asse armatura tesa	c	6.4 [cm]								$f_{ctm}$	3.0 [Mpa]	
Altezza utile	d	53.6 [cm]								Tensione in comb. Rara	$f_{cd,rara}$	19.2 [Mpa]
				Calcestruzzo	$f_{ck}$	32 [Mpa]	$\gamma_c$	1.5	$f_{cd}$	18.1 [Mpa]		
				C32/40	$R_{ck}$	40 [Mpa]	Tensione in comb. Q. P.		$f_{od,Q.P.}$	0.45 [Mpa]		
					$E_c$	33346 [Mpa]						
					$\epsilon_{cu}$	0.35%						

VERIFICA FLESSIONE SLU													
CALCOLA $M_{ed}$													
x	4.62												
x/d	0.086												
es	3.71%												
Rottura lato calcestruzzo - Acciaio snervato													
$N_{ed}$	0 [kN]	$n'$	5	$\phi$	16	Area	10.05	$n''$	5	$\phi$	16	Area	10.05
$M_{ed}$	125 [kNm]	Armatura compressa					Armatura Tesa						
$M_{Rd}$	216.1 [kNm]	58%											
$\sigma'_s$	-283 [Mpa]			$A's$	10.05 [cm <sup>2</sup> ]			$A_s$	10.05 [cm <sup>2</sup> ]				
$\sigma_s$	391 [Mpa]	$\mu=A's/A_s$	100.00%	$\rho=A's/bd$	0.17%	<b>As min</b>	$\rho=A_s/bd$	0.17%	<b>As min</b>	$\rho_{min}$	0.17%	$\rho_{max}$	0.95%

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

VERIFICHE SLE

VERIFICA SLE											
Coefficiente di omogenizzazione	$n_0$	15									
<b>Combinazione rara</b>											
Sezione interamente reagente											
Asse neutro	x	30.00 [cm]	Momento sollecitante		$M_{ed,r}$	94 [kNm]	Limitazione tensioni		0.16		
Inerzia sezione interamente reagente	I	1967975 [cm <sup>4</sup> ]	Tensione nel calcestruzzo		$\sigma_c$	3.2 [Mpa]	Tensione armatura sup		$\sigma'_s$	-19	0.05
Momento prima fessurazione	$M_{cr}$	198 [kNm]	Tensione armatura inf		$\sigma_s$	188 [Mpa]	Deformazione unitaria		$\epsilon_{sm}$	0.05% [-]	
Sezione fessurata											
Asse neutro	$x_p$	10.8 [cm]	Ampiezza caratteristica fessure		$w_k$	0.262 [mm]					
Inerzia sezione parzializzata	$I_p$	321144 [cm <sup>4</sup> ]									
<b>Combinazione frequente</b>											
Tensione armatura in trazione	$\sigma_s$	397 [Mpa]	Momento sollecitante		$M_{ed,r}$	88 [kNm]	Limitazione tensioni		0.20		
Altezza efficace calcestr. zona tesa	$h_{c,ef}$	10.0 [cm]	Tensione nel calcestruzzo		$\sigma_c$	3.0 [Mpa]	Tensione armatura sup		$\sigma'_s$	-18	
Area di calcestruzzo nella zona tesa	$A_{ct}$	1000 [cm <sup>2</sup> ]	Tensione armatura inf		$\sigma_s$	176 [Mpa]	Deformazione unitaria		$\epsilon_{sm}$	0.05% [-]	
Armatura minima per fessurazione		$A_{s,min}$	7.62 [cm <sup>2</sup> ]	k1	0.8	Ampiezza caratteristica fessure		$w_k$	0.246 [mm]		
percentuale armatura minima		$\rho_{s,min}$	0.01 [-]	k2	0.5						
Distanza massima tra le fessure		$S_{r,max}$	287 [mm]	k3	3.4						
				k4	0.425						
<b>Combinazione quasi permanente</b>											
Momento sollecitante		$M_{ed,r}$	88 [kNm]	Limitazione tensioni		0.20					
Tensione nel calcestruzzo		$\sigma_c$	3.0 [Mpa]	Tensione armatura sup		$\sigma'_s$	-18				
Tensione armatura inf		$\sigma_s$	176 [Mpa]	Deformazione unitaria		$\epsilon_{sm}$	0.05% [-]				
Ampiezza caratteristica fessure		$w_k$	0.246 [mm]								

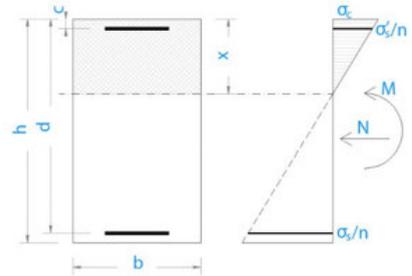
L'ampiezza delle fessure e le tensioni in esercizio risultano minori dei limiti di normativa pertanto **le verifiche a SLE risultano soddisfatte.**



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	$x$	12	[cm]		
Inerzia sezione	$I$	416565	[cm <sup>4</sup> ]		
tensione calcestruzzo	$\sigma_c$	-3.63	[Mpa]	$< f_{cd}$	<b>OK</b>
tensione acciaio superiore	$\sigma'_s$	-35	[Mpa]	$< f_{yd}$	<b>OK</b>
Deformazione acciaio superiore	$\epsilon'_s$	0.02%	[Mpa]	$< 0.186\%$	<b>OK</b>
tensione acciaio inferiore	$\sigma_s$	252	[Mpa]	$< f_{yd}$	<b>OK</b>
Deformazione acciaio inferiore	$\epsilon_s$	0.12%	[Mpa]	$< 0.186\%$	<b>OK</b>



La sezione si trova in campo elastico.

22.1.2 VERIFICA ZONA 2 - VERIFICA ARMATURA DI BASE + INTEGRATIVA

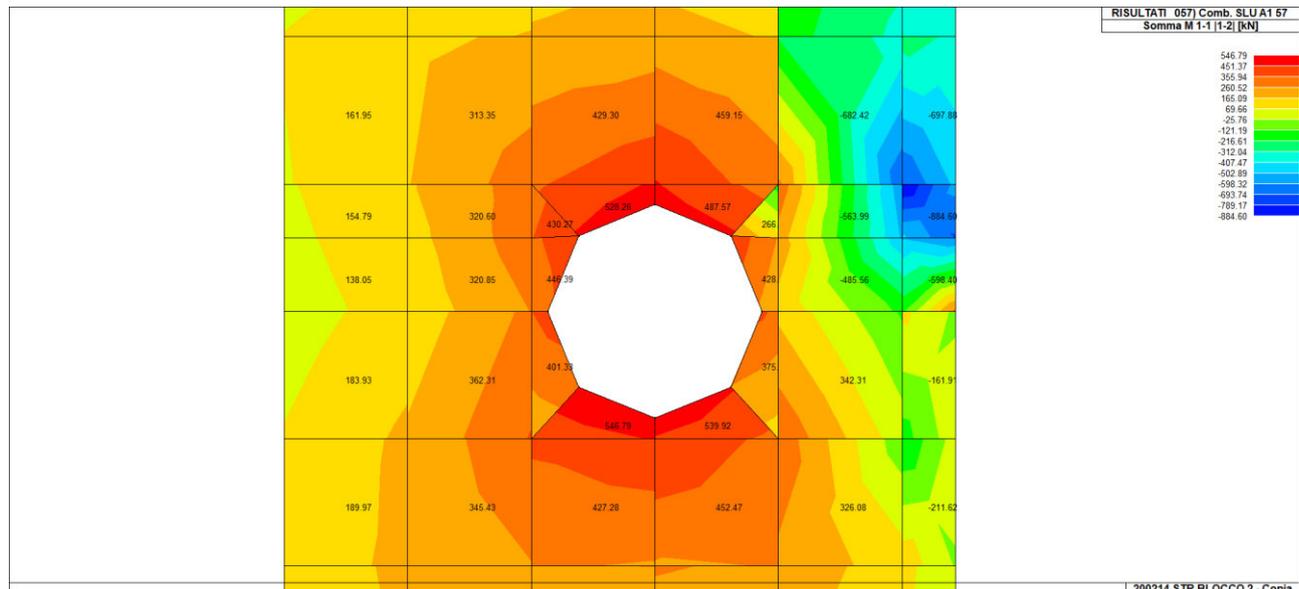
L'armatura integrativa superiore (da sommare all'armatura di base) è costituita da  $\phi 16/10$  in entrambe le direzioni.

Si riportano le verifiche delle zone più sollecitate.

Si riportano le sollecitazioni maggiori tra le due direzioni.

22.1.2.1 SOLLECITAZIONI POSITIVE MASSIME

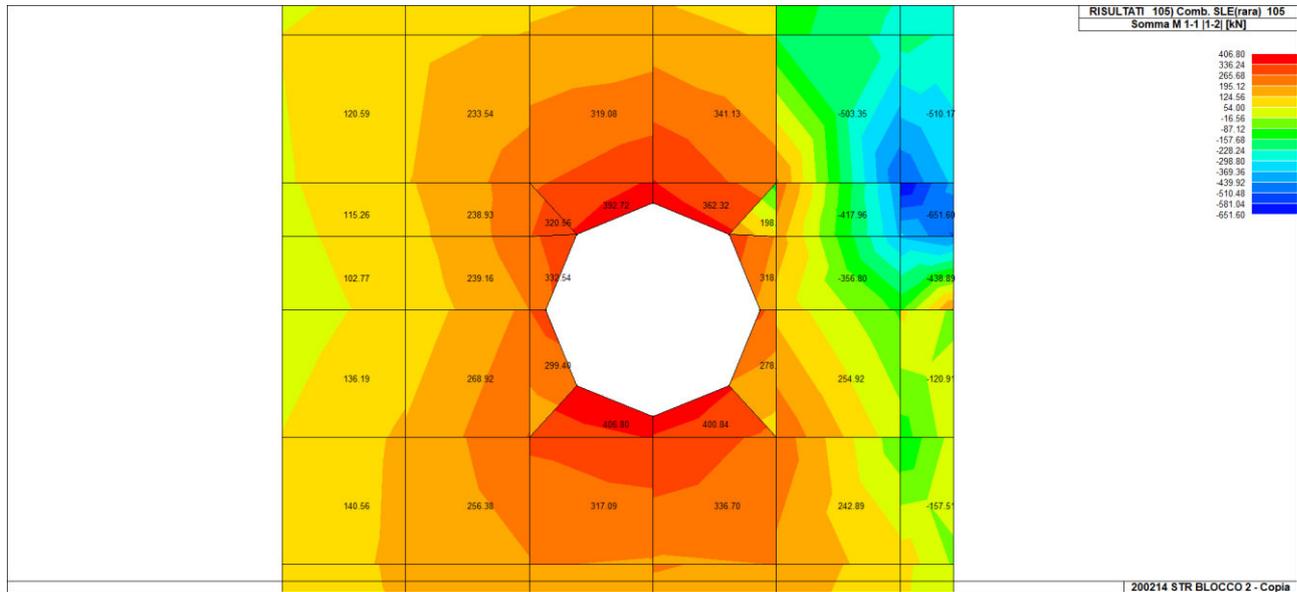
MOMENTO MAX SLU



Si è considerato il valore medio di  $(530+430+446+401+547)/5=471$  kNm/m.

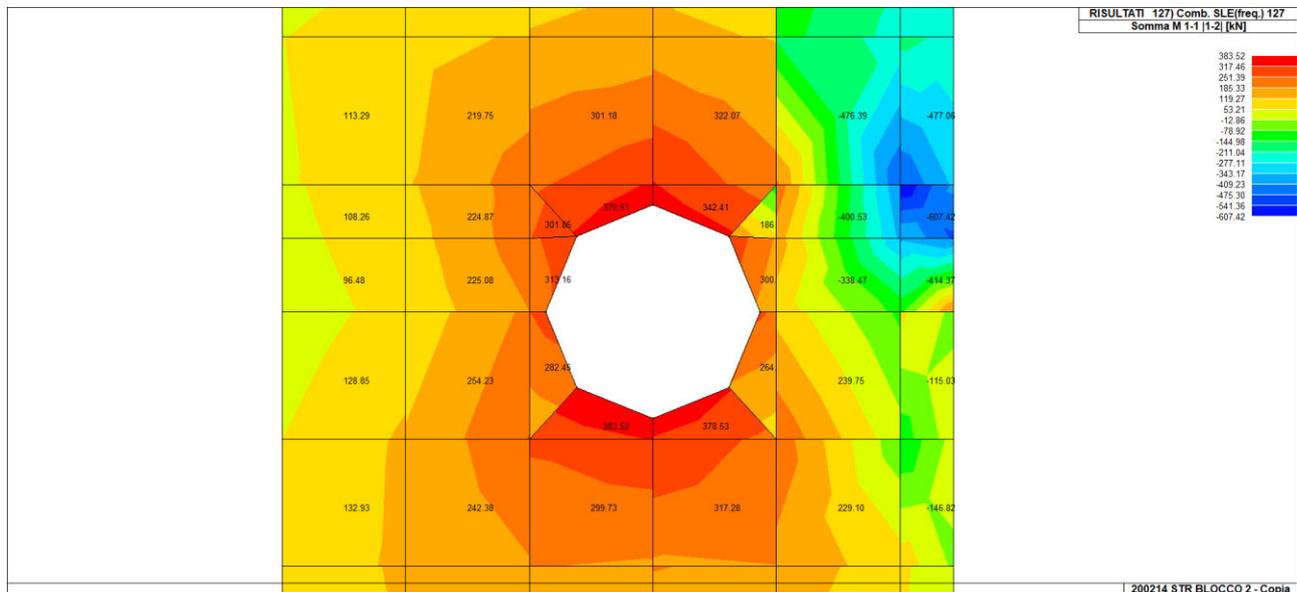


MOMENTO MAX SLE - RARA



Si è considerato il valore medio di  $(393+321+332+229+407)/5=336$  kNm/m.

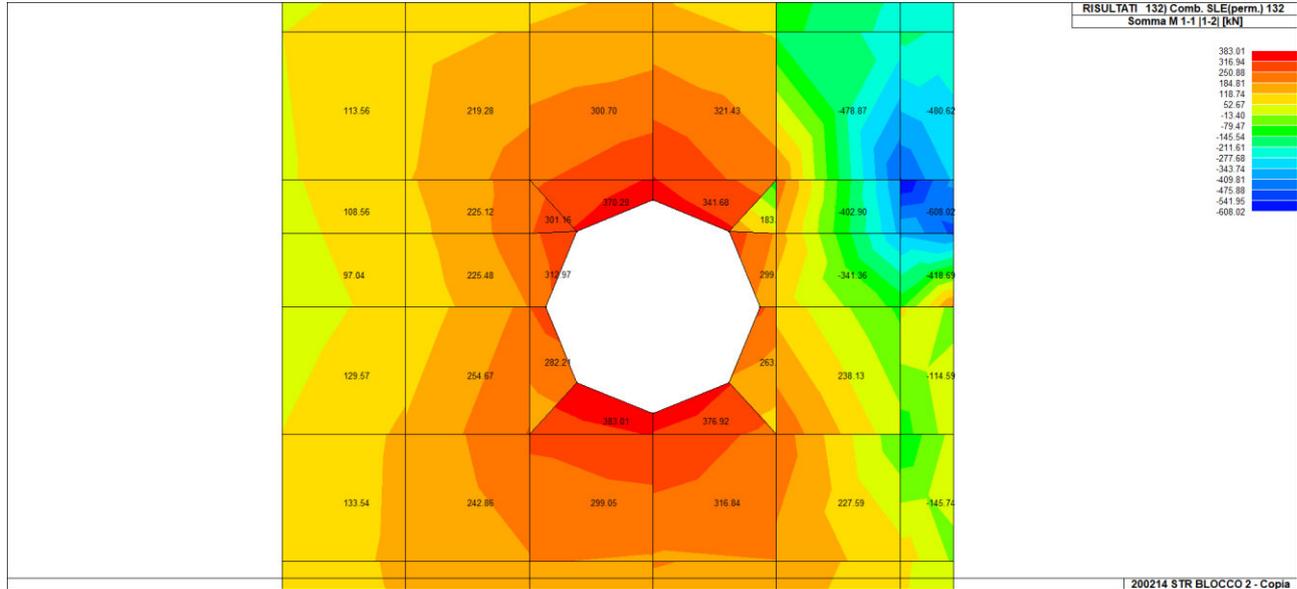
MOMENTO MAX SLE - FREQUENTE



Si è considerato il valore medio di  $(370+302+313+282+383)/5=330$  kNm/m.



MOMENTO MAX SLE - PERMANENTE



Si è considerato il valore medio di  $(370+301+313+282+383)/5 = 330$  kNm/m.

Si riportano le verifiche effettuate:

VERIFICA SLU

VERIFICA TRAVE SLU SLE																	
VERIFICA PLATEA ZONA 2 - DIR X SUP																	
SEZIONE					MATERIALI												
Larghezza trave	$b_d$	100	[cm]	Acciaio	$f_{yk}$	450	[Mpa]	$\gamma_s$	1.15	$f_{yd}$	391.3	[Mpa]	$\epsilon_{yd}$	0.186%			
Altezza	H	60	[cm]	B450C	$E_s$	210000	[Mpa]	Tensione in comb. Rara		$f_{yd,rara}$	360	[Mpa]					
Copripetto asse armatura compressa	$c'$	6.4	[cm]	Calcestruzzo	$f_{ck}$	32	[Mpa]	$\gamma_c$	1.5	$f_{cd}$	18.1	[Mpa]					
Copripetto asse armatura tesa	c	6.4	[cm]	C32/40	$R_{ck}$	40	[Mpa]	$\alpha_{cc}$	0.85	$f_{ctm}$	3.0	[Mpa]					
Altezza utile	d	53.6	[cm]		$E_c$	33346	[Mpa]	Tensione in comb. Rara		$f_{cd,rara}$	19.2	[Mpa]					
					$\epsilon_{cu}$	0.35%		Tensione in comb. Q. P.		$f_{cd,Q.P.}$	0.45	[Mpa]					
VERIFICA FLESSIONE SLU																	
CALCOLA $M_{Ed}$																	
x		7.37															
x/d		0.138															
$\epsilon_s$		2.19%															
Rottura lato calcestruzzo - Acciaio snervato																	
$N_{Ed}$		0	[kN]	Armatura	$n'$	5	$\phi$	16	Area	10.05	Armatura	$n''$	5	$\phi$	16	Area	10.05
$M_{Ed}$		471	[kNm]	compressa							Tesa	10	16	20.11			
$M_{Rd}$		593.1	[kNm]														
$\sigma'_s$		97	[Mpa]				A's	10.05	[cm <sup>2</sup> ]			As	30.16	[cm <sup>2</sup> ]			
$\sigma_s$		391	[Mpa]		$\mu=A's/As$	33.33%	$\rho=A's/bd$	0.17%	As min			$\rho=As/bd$	0.50%	OK			
										$\rho_{min}$	0.17%	$\rho_{max}$	0.95%				

L'armatura integrativa (da sommare all'armatura di base) è costituita da una maglia di  $\phi 16/10$  superiore in direzione X e Y. Le verifiche a SLU risultano soddisfatte.



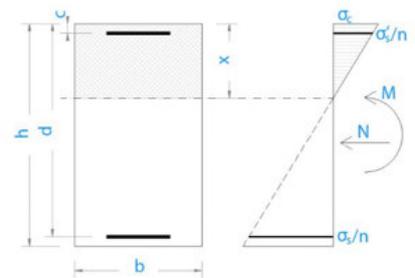
VERIFICHE SLE

VERIFICA SLE					
Coefficiente di omogenizzazione	$n_0$	15			
<b>Sezione interamente reagente</b>					
Asse neutro	$x$	31.08 [cm]			
Inerzia sezione interamente reagente	$I$	2128278 [cm <sup>4</sup> ]			
Momento prima fessurazione	$M_{cr}$	223 [kNm]			
<b>Sezione fessurata</b>					
Asse neutro	$x_p$	17.2 [cm]			
Inerzia sezione parzializzata	$I_p$	786601 [cm <sup>4</sup> ]			
Tensione armatura in trazione	$\sigma_s$	154 [Mpa]			
Altezza efficace calcestr. zona tesa	$h_{c,ef}$	9.6 [cm]			
Area di calcestruzzo nella zona tesa	$A_{ct}$	964 [cm <sup>2</sup> ]			
Armatura minima per fessurazione	$A_{s,min}$	18.88 [cm <sup>2</sup> ]	k1	0.8	
percentuale armatura minima	$\rho_{s,min}$	0.03 [-]	k2	0.5	
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	179 [mm]	k3	3.4	
			k4	0.425	
<b>Combinazione rara</b>					
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	337 [kNm]			Limitazione tensioni
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	7.4 [Mpa]			<b>0.38</b>
Tensione armatura sup	$\sigma'_s$	-70			<b>0.19</b>
Tensione armatura inf	$\sigma_s$	234 [Mpa]			<b>0.65</b>
Deformazione unitaria	$\epsilon_{s,m}$	0.09% [-]			
Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	<b>0.272</b> [mm]			
<b>Combinazione frequente</b>					
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	331 [kNm]			
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	7.2 [Mpa]			
Tensione armatura sup	$\sigma'_s$	-68			
Tensione armatura inf	$\sigma_s$	230 [Mpa]			
Deformazione unitaria	$\epsilon_{s,m}$	0.09% [-]			
Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	<b>0.266</b> [mm]			
<b>Combinazione quasi permanente</b>					
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	330 [kNm]			Limitazione tensioni
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	7.2 [Mpa]			<b>0.50</b>
Tensione armatura sup	$\sigma'_s$	-68			
Tensione armatura inf	$\sigma_s$	229 [Mpa]			
Deformazione unitaria	$\epsilon_{s,m}$	0.09% [-]			
Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	<b>0.265</b> [mm]			

L'ampiezza delle fessure e le tensioni in esercizio (<1) 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	$x$	19 [cm]			
Inerzia sezione	$I$	992609 [cm <sup>4</sup> ]			
tensione calcestruzzo	$\sigma_c$	-9.11 [Mpa]	< $f_{cd}$	<b>OK</b>	
tensione acciaio superiore	$\sigma'_s$	-123 [Mpa]	< $f_{yd}$	<b>OK</b>	
Deformazione acciaio superiore	$\epsilon'_s$	0.06% [Mpa]	< 0.186%	<b>OK</b>	
tensione acciaio inferiore	$\sigma_s$	331 [Mpa]	< $f_{yd}$	<b>OK</b>	
Deformazione acciaio inferiore	$\epsilon_s$	0.16% [Mpa]	< 0.186%	<b>OK</b>	



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

22.1.2.2 SOLLECITAZIONI NEGATIVE MASSIME

Non è richiesta armatura integrativa inferiore.

22.1.3 VERIFICA ZONA 3 - VERIFICA ARMATURA DI BASE + INTEGRATIVA

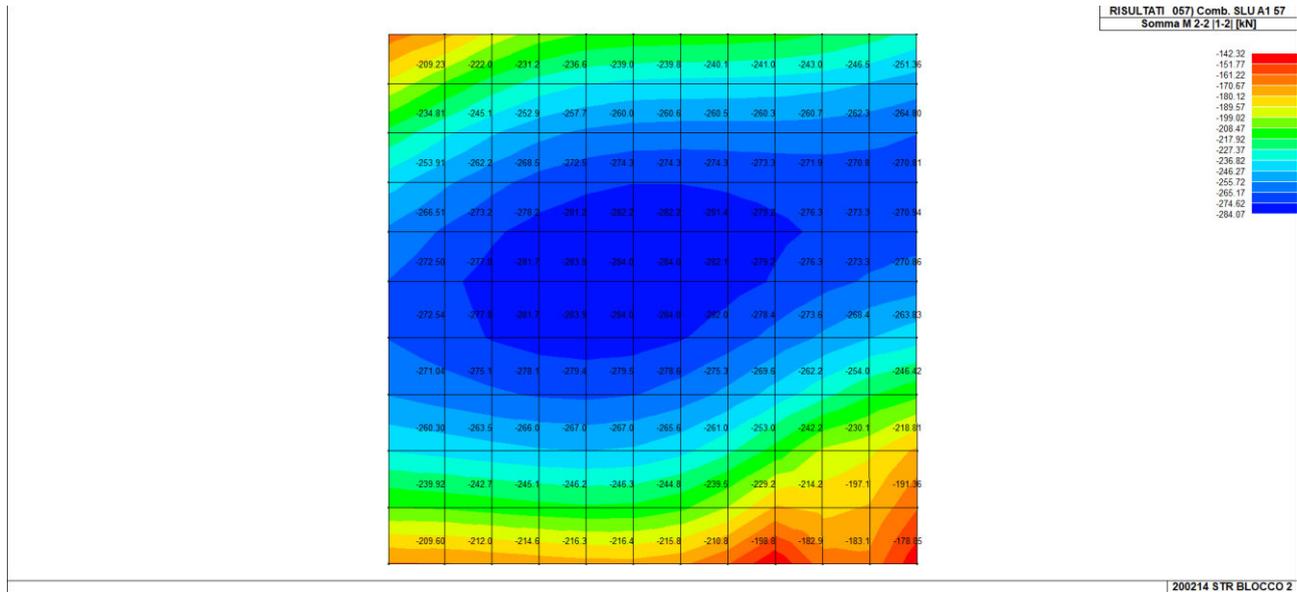
L'armatura integrativa inferiore (da sommare all'armatura di base) è costituita da  $\phi 16/20$  in entrambe le direzioni. Si riportano le verifiche delle zone più sollecitate.



Si riportano le sollecitazioni maggiori tra le due direzioni.

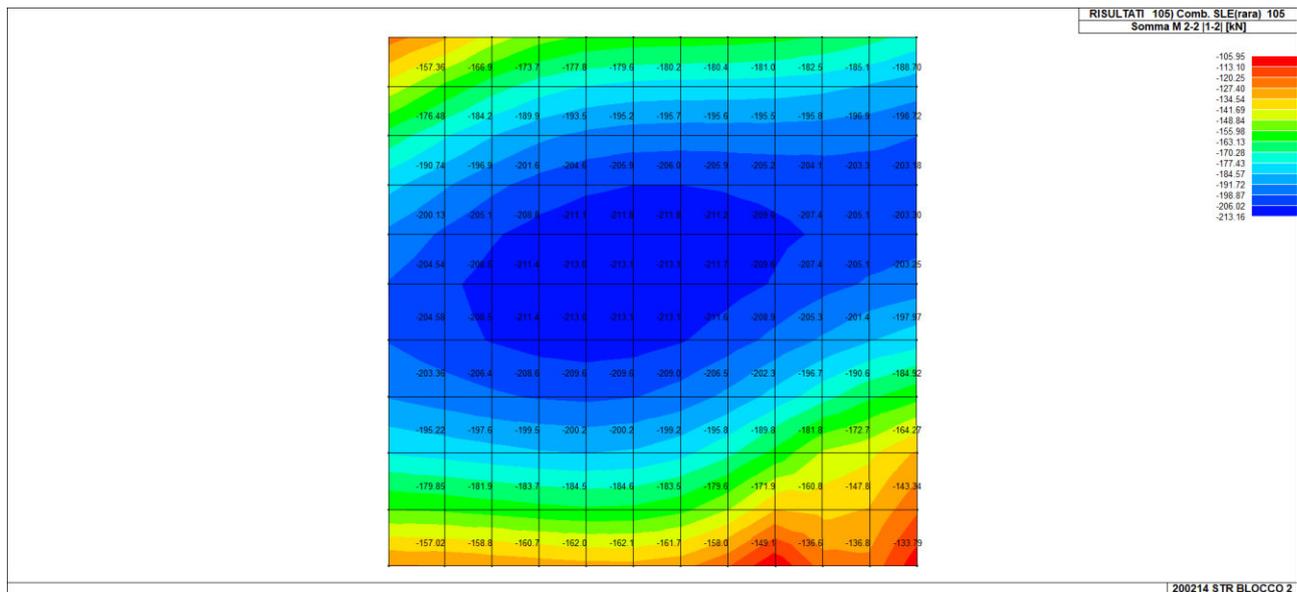
22.1.3.1 SOLLECITAZIONI NEGATIVE MASSIME

MOMENTO MIN SLU



Si è considerato valore medio di 285 kNm/m.

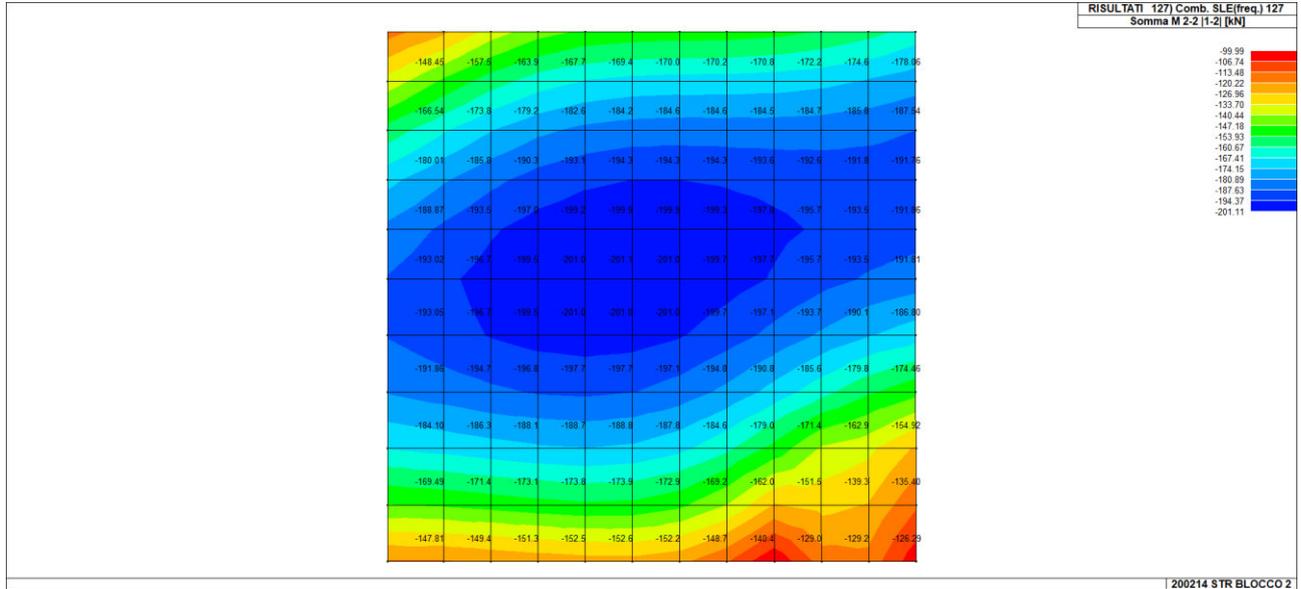
MOMENTO MIN SLE - RARA



Si è considerato valore medio di 214 kNm/m.

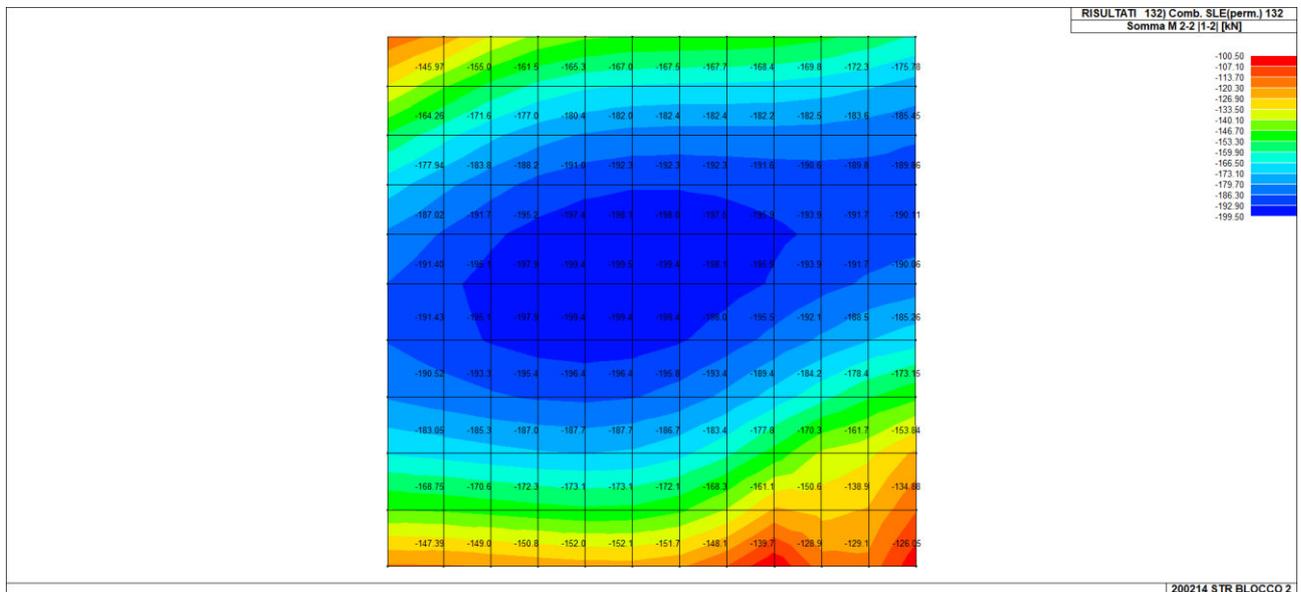


MOMENTO MIN SLE - FREQUENTE



Si è considerato valore medio di 202 kNm/m.

MOMENTO MIN SLE - PERMANENTE



Si è considerato valore medio di 200 kNm/m.



Si riportano le verifiche effettuate:

VERIFICA SLU

VERIFICA TRAVE SLU SLE																	
VERIFICAPLATEA ZONA 3 - DIR Y INF																	
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]	Tensione in comb. Rara		$\epsilon_{rd}$	0.186%							
Larghezza trave	$b_d$	100 [cm]	<b>Calcestruzzo</b>		$f_{ck}$	32 [Mpa]	$\gamma_c$	1.5	$f_{cd}$	18.1 [Mpa]							
Altezza	H	60 [cm]	<b>C32/40</b>		$R_{ck}$	40 [Mpa]	$\alpha_{cc}$	0.85	$f_{ctm}$	3.0 [Mpa]							
Copripetto asse armatura compressa	$c'$	6.4 [cm]			$E_c$	33346 [Mpa]	Tensione in comb. Rara		$f_{cd,rara}$	19.2 [Mpa]							
Copripetto asse armatura tesa	c	6.4 [cm]			$\epsilon_{cu}$	0.35%	Tensione in comb. Q. P.		$f_{cd-Q.P.}$	0.45 [Mpa]							
Altezza utile	d	53.6 [cm]															
<b>VERIFICA FLESSIONE SLU</b>																	
<b>CALCOLA <math>M_{rd}</math></b>																	
x	5.84																
x/d	0.109																
es	2.86%																
Rottura lato calcestruzzo - Acciaio snervato																	
$N_{ed}$	0	[kN]	Armatura compressa	$n'$	5	$\phi$	16	Area	10.05	Armatura Tesa	$n''$	5	$\phi$	16	Area	10.05	
$M_{ed}$	285	[kNm]															
<b><math>M_{rd}</math></b>	<b>405.4</b>	[kNm]															
$\sigma_s$	-71	[Mpa]			$A's$	10.05					$A_s$	20.11					
$\sigma_s$	391	[Mpa]			$\mu=A's/A_s$	50.00%	$\rho=A's/bd$	0.17%	<b>As min</b>		$\rho=A_s/bd$	0.34%	<b>OK</b>				
										$\rho_{min}$	0.17%	$\rho_{max}$	0.95%				

L'armatura integrativa (da sommare all'armatura di base) è costituita da una maglia di  $\phi 16/20$  inferiore in direzione X e Y. Le verifiche a SLU risultano soddisfatte.

VERIFICHE SLE

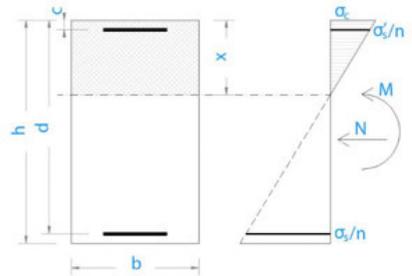
VERIFICA SLE									
Coefficiente di omogeneizzazione	$\eta_0$	15							
<b>Sezione interamente reagente</b>			<b>Combinazione rara</b>						
Asse neutro	x	30.55 [cm]	Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	214 [kNm]			Limitazione tensioni	
Inerzia sezione interamente reagente	I	2050000 [cm <sup>4</sup> ]	Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	5.4 [Mpa]			<b>0.28</b>	
Momento prima fessurazione	$M_{cr}$	210 [kNm]	Tensione armatura sup	$\sigma_s$	-46			<b>0.13</b>	
<b>Sezione fessurata</b>			Tensione armatura inf	$\sigma_s$	219 [Mpa]			<b>0.61</b>	
Asse neutro	$x_p$	14.5 [cm]	Deformazione unitaria	$\epsilon_{sm}$	0.07% [-]				
Inerzia sezione parzializzata	$I_p$	572591 [cm <sup>4</sup> ]	Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	<b>0.254</b> [mm]				
Tensione armatura in trazione	$\sigma_s$	215 [Mpa]	<b>Combinazione frequente</b>						
Altezza efficace calcestr. zona tesa	$h_{c,ef}$	9.8 [cm]	Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	202 [kNm]				
Area di calcestruzzo nella zona tesa	$A_{ct}$	982 [cm <sup>2</sup> ]	Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	5.1 [Mpa]				
			Tensione armatura sup	$\sigma_s$	-43				
			Tensione armatura inf	$\sigma_s$	207 [Mpa]				
			Deformazione unitaria	$\epsilon_{sm}$	0.07% [-]				
			Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	<b>0.234</b> [mm]				
Armatura minima per fessurazione	$A_{s,min}$	13.78 [cm <sup>2</sup> ]	<b>Combinazione quasi permanente</b>						
percentuale armatura minima	$\rho_{s,min}$	0.02 [-]	Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	200 [kNm]			Limitazione tensioni	
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	206 [mm]	Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	5.1 [Mpa]			<b>0.35</b>	
			Tensione armatura sup	$\sigma_s$	-43				
			Tensione armatura inf	$\sigma_s$	205 [Mpa]				
			Deformazione unitaria	$\epsilon_{sm}$	0.07% [-]				
			Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	<b>0.230</b> [mm]				

L'ampiezza delle fessure e le tensioni in esercizio ( $<1$ ) 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	$x$	16	[cm]		
Inerzia sezione	$I$	731249	[cm <sup>4</sup> ]		
tensione calcestruzzo	$\sigma_c$	-6.33	[Mpa]	< $f_{cd}$	OK
tensione acciaio superiore	$\sigma'_s$	-78	[Mpa]	< $f_{yd}$	OK
Deformazione acciaio superiore	$\epsilon'_s$	0.04%	[Mpa]	< 0.186%	OK
tensione acciaio inferiore	$\sigma_s$	295	[Mpa]	< $f_{yd}$	OK
Deformazione acciaio inferiore	$\epsilon_s$	0.14%	[Mpa]	< 0.186%	OK



La sezione si trova in campo elastico.

22.1.3.2 SOLLECITAZIONI POSITIVE MASSIME

Non è richiesta armatura integrativa superiore.

22.1.4 VERIFICA ZONA 4 - VERIFICA ARMATURA DI BASE + INTEGRATIVA

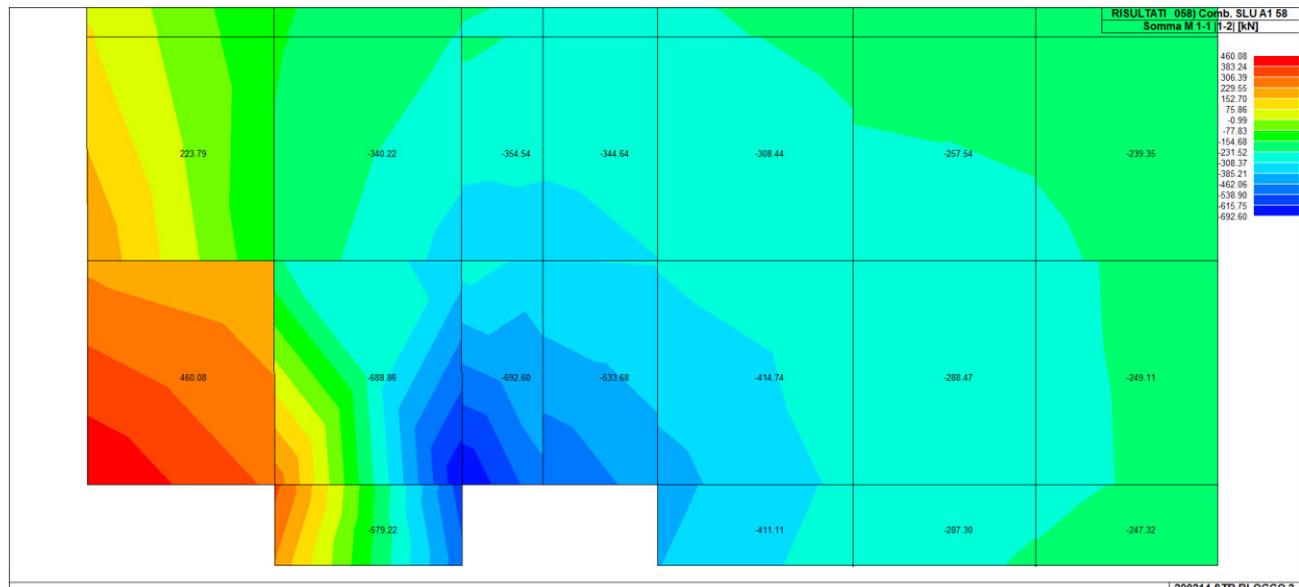
L'armatura integrativa inferiore (da sommare all'armatura di base) è costituita da  $\phi 18/10$  in entrambe le direzioni.

Si riportano le verifiche delle zone più sollecitate.

Si riportano le sollecitazioni maggiori tra le due direzioni.

22.1.4.1 SOLLECITAZIONI NEGATIVE MASSIME

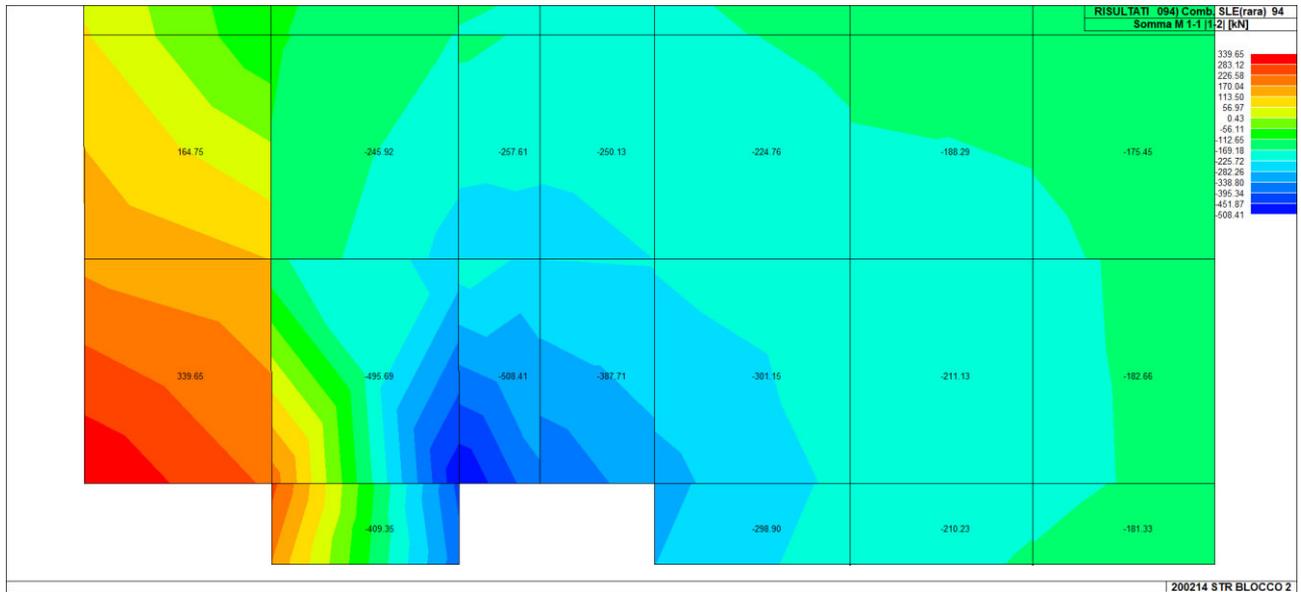
MOMENTO MIN SLU



Si è considerato un valore medio di 536 kNm/m.

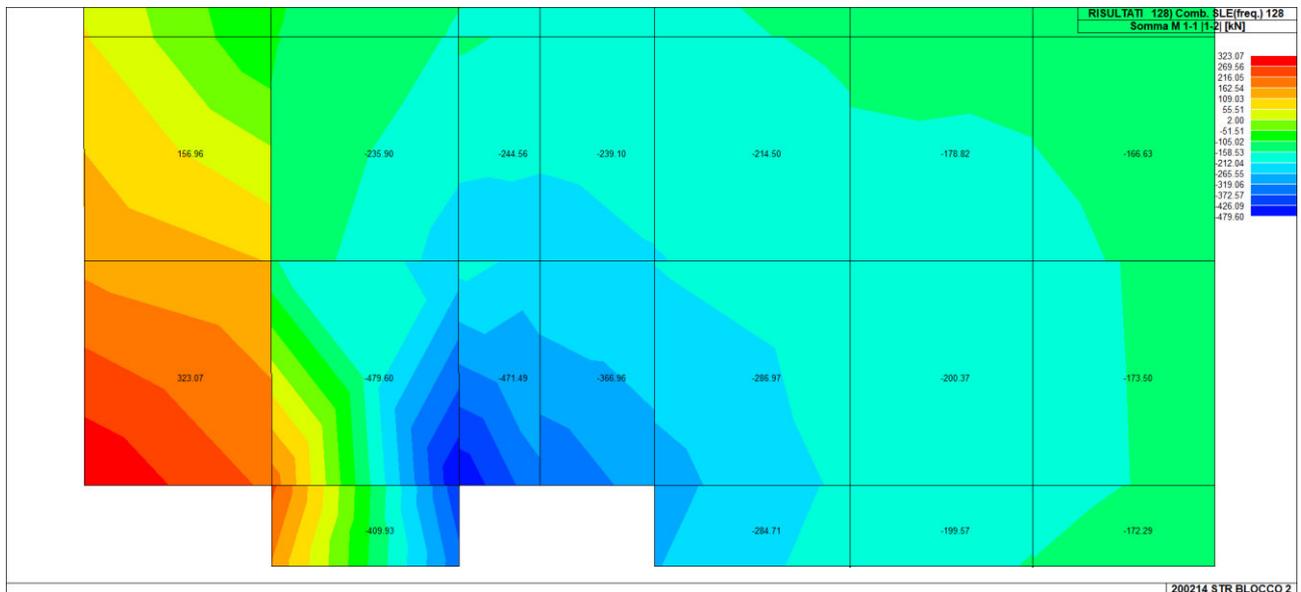


MOMENTO MIN SLE - RARA



Si è considerato un valore medio di 384 kNm/m.

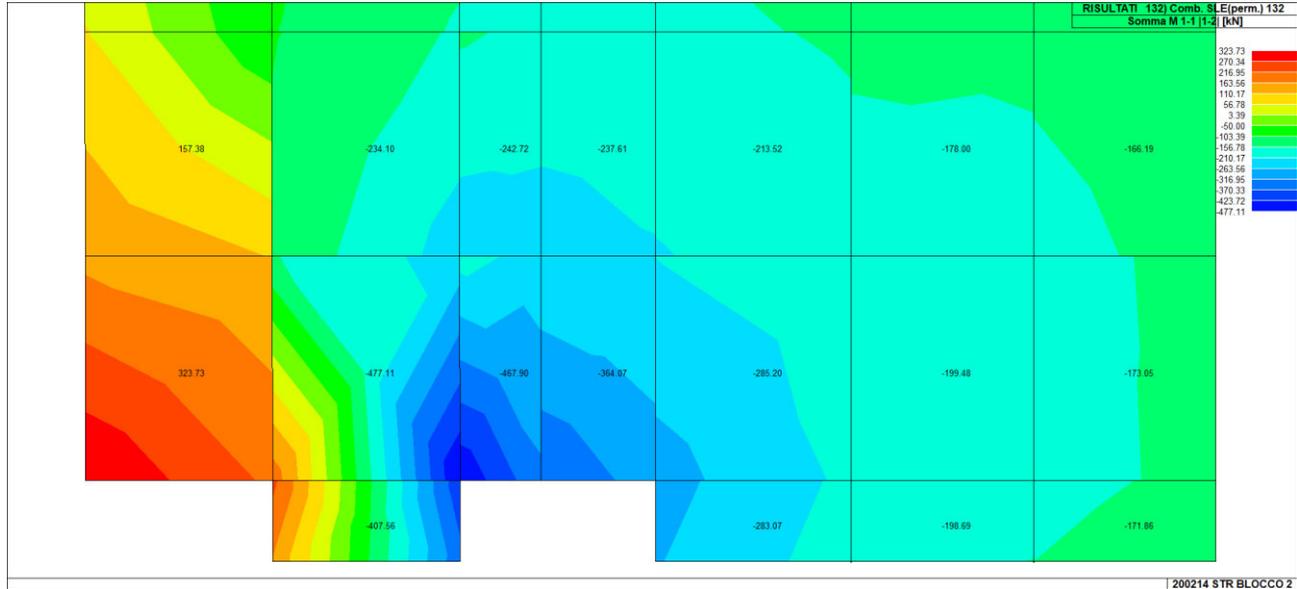
MOMENTO MIN SLE - FREQUENTE



Si è considerato un valore medio di 375 kNm/m.



MOMENTO MIN SLE - PERMANENTE



Si è considerato un valore medio di 373 kNm/m.

Si riportano le verifiche effettuate:

VERIFICA SLU

VERIFICA TRAVE SLU SLE VERIFICA PLATEA ZONA 4 - DIR X INF											
SEZIONE				MATERIALI							
				<b>Acciaio</b>	$f_{yk}$	450 [Mpa]	$\gamma_s$	1.15	$f_{yd}$	391.3 [Mpa]	
				B450C	$E_s$	210000 [Mpa]			$\epsilon_{yd}$	0.186%	
Larghezza trave	$b_w$	100 [cm]					Tensione in comb. Rara		$f_{yd,rara}$	360 [Mpa]	
Altezza	H	60 [cm]		<b>Calcestruzzo</b>			$\gamma_c$	1.5	$f_{cd}$	18.1 [Mpa]	
Copripetto asse armatura compressa	$c'$	6.4 [cm]		C32/40	$f_{ck}$	32 [Mpa]	$\alpha_{cc}$	0.85	$f_{ctm}$	3.0 [Mpa]	
Copripetto asse armatura tesa	c	6.4 [cm]			$R_{ck}$	40 [Mpa]	Tensione in comb. Rara		$f_{cd,rara}$	19.2 [Mpa]	
Altezza utile	d	53.6 [cm]			$E_c$	33346 [Mpa]	Tensione in comb. Q. P.		$f_{cd,Q.P.}$	0.45 [Mpa]	
					$\epsilon_{cu}$	0.35%					
VERIFICA FLESSIONE SLU											
CALCOLA $M_{Ed}$											
x	8.30										
x/d	0.155										
$\epsilon_s$	1.91%										
Rottura lato calcestruzzo - Acciaio snervato											
$N_{Ed}$	0 [kN]			Armatura	$n'$	5	$\phi$	16	Area	10.05	
$M_{Ed}$	536 [kNm]			compressa					Armatura	5	
									Tesa	10	
$M_{Rd}$	691.6 [kNm]	78%								18	
$\sigma'_s$	169 [Mpa]				$A's$	10.05 [cm <sup>2</sup> ]			$A_s$	35.50 [cm <sup>2</sup> ]	
$\sigma_s$	391 [Mpa]			$\mu=A's/A_s$	28.32%	$\rho=A's/bd$	0.17%	<b>As min</b>	$\rho=A_s/bd$	0.59% <b>OK</b>	
									$\rho_{min}$	0.17%	
									$\rho_{max}$	0.95%	

L'armatura integrativa (da sommare all'armatura di base) è costituita da una maglia di  $\phi 18/10$  inferiore in direzione X e Y. **Le verifiche a SLU risultano soddisfatte.**



VERIFICHE SLE

**VERIFICA SLE**

Coefficiente di omogenizzazione	$n_0$	15			
<b>Sezione interamente reagente</b>					
Asse neutro	$x$	31.35 [cm]			
Inerzia sezione interamente reagente	$I$	2168427 [cm <sup>4</sup> ]			
Momento prima fessurazione	$M_{cr}$	229 [kNm]			
<b>Sezione fessurata</b>					
Asse neutro	$x_p$	18.4 [cm]			
Inerzia sezione parzializzata	$I_p$	889154 [cm <sup>4</sup> ]			
Tensione armatura in trazione	$\sigma_s$	136 [Mpa]			
Altezza efficace calcestr. zona tesa	$h_{c,ef}$	9.6 [cm]			
Area di calcestruzzo nella zona tesa	$A_{ct}$	955 [cm <sup>2</sup> ]	k1	0.8	
Armatura minima per fessurazione	$A_{s,min}$	21.25 [cm <sup>2</sup> ]	k2	0.5	
percentuale armatura minima	$\rho_{s,min}$	0.04 [-]	k3	3.4	
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	175 [mm]	k4	0.425	
<b>Combinazione rara</b>					
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	384 [kNm]			
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	7.9 [Mpa]			<b>Limitazione tensioni 0.41</b>
Tensione armatura sup	$\sigma'_s$	-78			<b>0.22</b>
Tensione armatura inf	$\sigma_s$	228 [Mpa]			<b>0.63</b>
Deformazione unitaria	$\epsilon_{sm}$	0.09% [-]			
Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	0.266 [mm]			
<b>Combinazione frequente</b>					
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	375 [kNm]			
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	7.8 [Mpa]			
Tensione armatura sup	$\sigma'_s$	-76			
Tensione armatura inf	$\sigma_s$	223 [Mpa]			
Deformazione unitaria	$\epsilon_{sm}$	0.09% [-]			
Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	0.258 [mm]			
<b>Combinazione quasi permanente</b>					
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	373 [kNm]			
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	7.7 [Mpa]			<b>Limitazione tensioni 0.54</b>
Tensione armatura sup	$\sigma'_s$	-76			
Tensione armatura inf	$\sigma_s$	221 [Mpa]			
Deformazione unitaria	$\epsilon_{sm}$	0.09% [-]			
Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	0.257 [mm]			

L'ampiezza delle fessure e le tensioni in esercizio ( $<1$ ) 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	$x$	20	[cm]		
Inerzia sezione	$I$	1115925	[cm <sup>4</sup> ]		
tensione calcestruzzo	$\sigma_c$	-9.84	[Mpa]	$< f_{cd}$	<b>OK</b>
tensione acciaio superiore	$\sigma'_s$	-137	[Mpa]	$< f_{yd}$	<b>OK</b>
Deformazione acciaio superiore	$\epsilon'_s$	0.07%	[Mpa]	$< 0.186\%$	<b>OK</b>
tensione acciaio inferiore	$\sigma_s$	322	[Mpa]	$< f_{yd}$	<b>OK</b>
Deformazione acciaio inferiore	$\epsilon_s$	0.15%	[Mpa]	$< 0.186\%$	<b>OK</b>

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

22.1.4.2 SOLLECITAZIONI POSITIVE MASSIME

Non è richiesta armatura integrativa superiore.

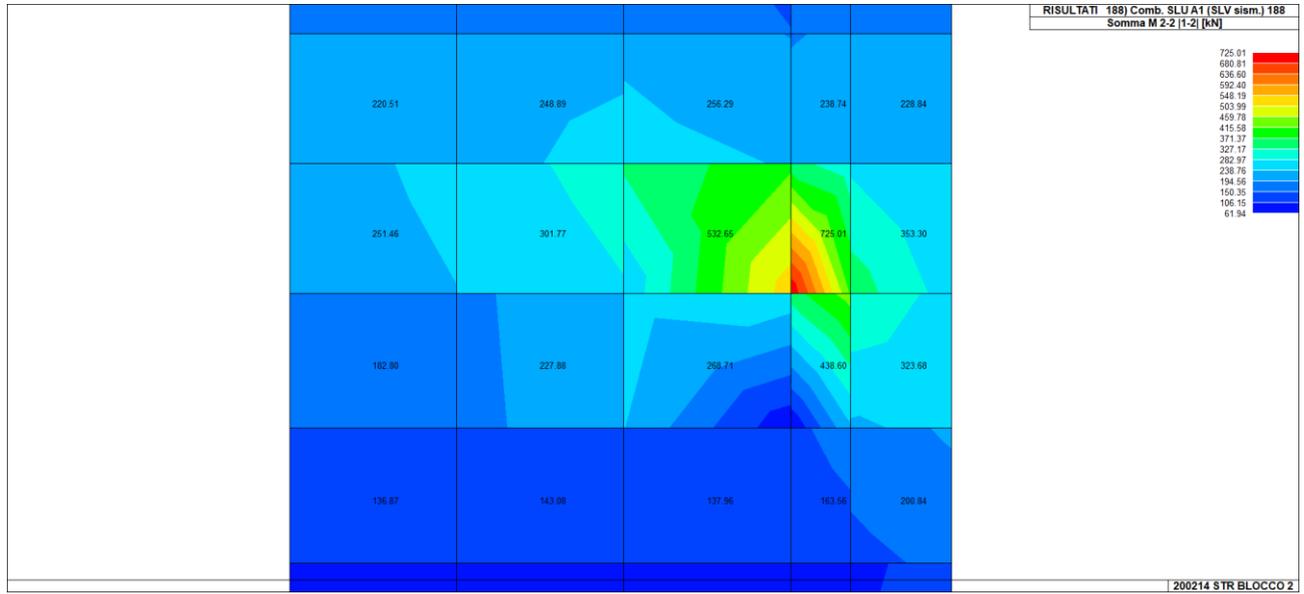
22.1.5 VERIFICA ZONA 5 - ARMATURA DI BASE + INTEGRATIVA

L'armatura integrativa superiore (da sommare all'armatura di base) è costituita da  $\phi 16/10$ , mentre l'armatura inferiore è costituita da  $\phi 16/20$  in entrambe le direzioni. Si riportano le verifiche delle zone più sollecitate. Si riportano le sollecitazioni maggiori tra le due direzioni.



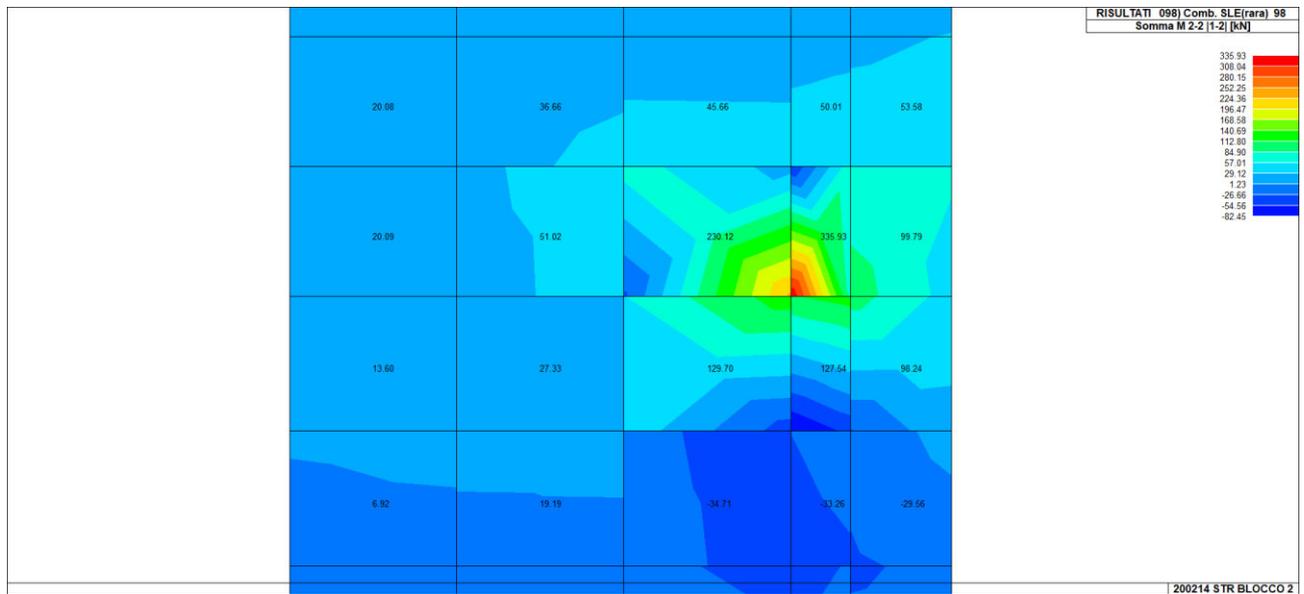
22.1.5.1 SOLLECITAZIONI POSITIVE MASSIME

MOMENTO MAX SLU



Si è considerato valore medio di 477 kNm/m.

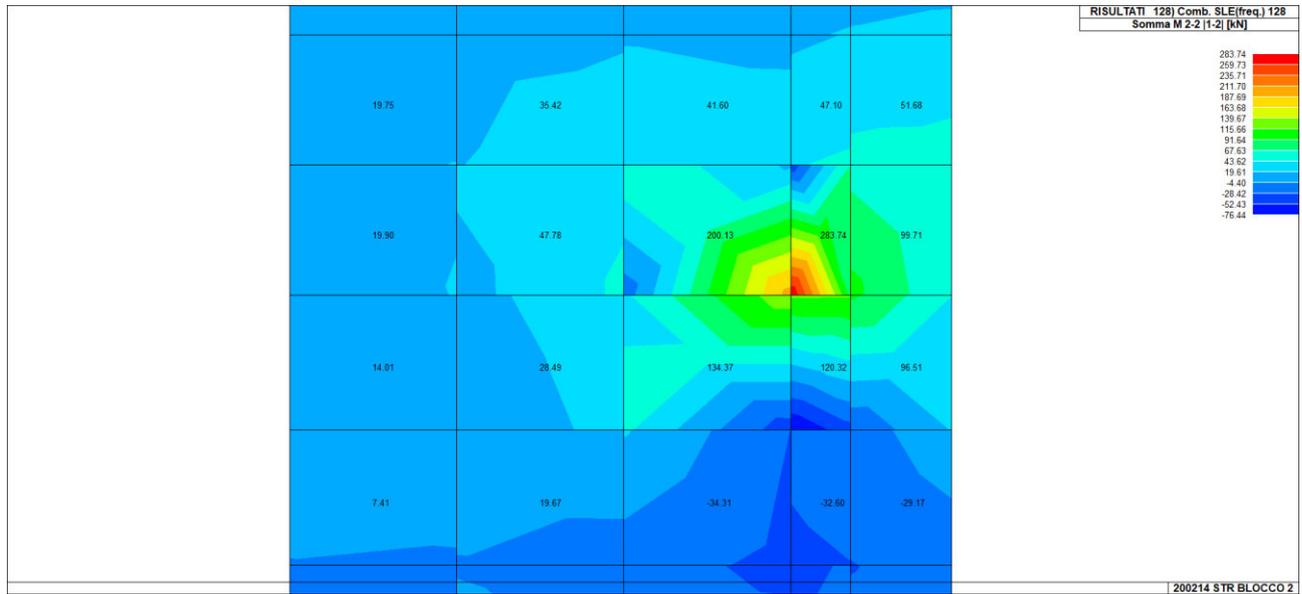
MOMENTO MAX SLE - RARA



Si è considerato valore medio di 206 kNm/m.

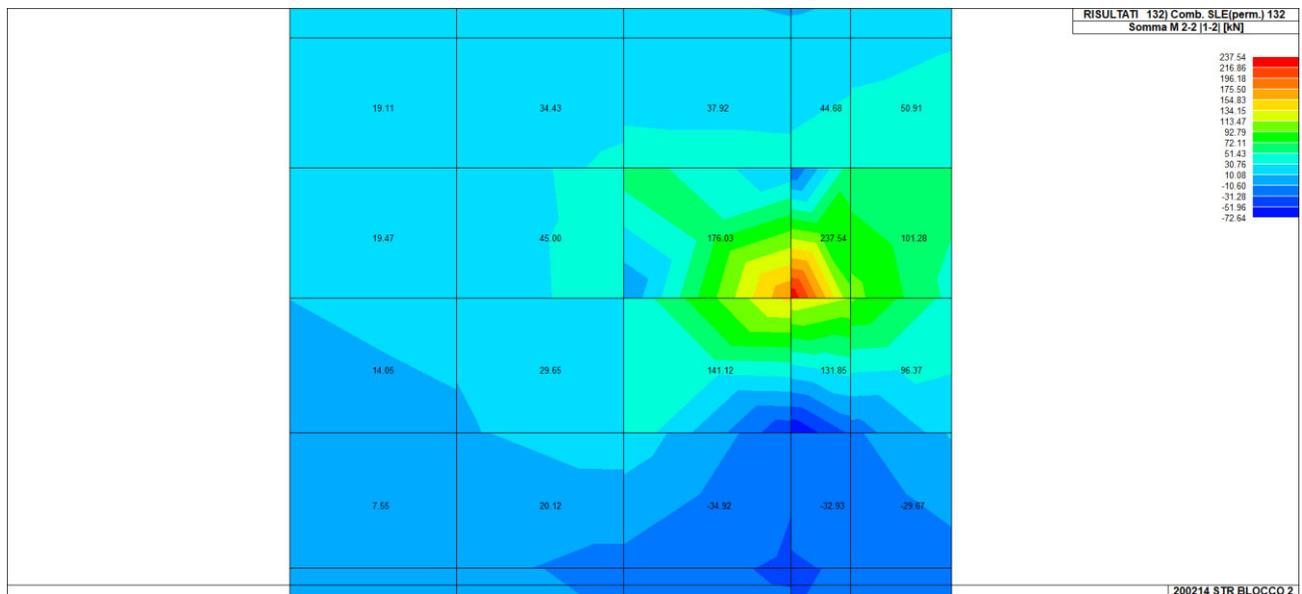


MOMENTO MAX SLE - FREQUENTE



Si è considerato valore medio di 184 kNm/m.

MOMENTO MAX SLE - PERMANENTE



Si è considerato valore medio di 172 kNm/m.



Si riportano le verifiche effettuate:

VERIFICA SLU

VERIFICA TRAVE SLU SLE													
VERIFICA PLATEA ZONA 5 - DIR Y SUP													
SEZIONE													
					<b>MATERIALI</b>								
					Acciaio	$f_{yk}$	450 [Mpa]	$\gamma_s$	1.15	$f_{yd}$	391.3 [Mpa]		
					B450C	$E_s$	210000 [Mpa]			$\epsilon_{yk}$	0.186%		
Larghezza trave	$b_d$	100 [cm]			Calcestruzzo	$f_{ck}$	32 [Mpa]	Tensione in comb. Rara		$f_{yd,rara}$	360 [Mpa]		
Altezza	H	60 [cm]			C32/40	$\gamma_c$	1.5			$f_{cd}$	18.1 [Mpa]		
Copripetto asse armatura compressa	$c'$	6.4 [cm]				$R_{ck}$	40 [Mpa]	$\alpha_{cc}$	0.85	$f_{ctm}$	3.0 [Mpa]		
Copripetto asse armatura tesa	c	6.4 [cm]				$E_c$	33346 [Mpa]	Tensione in comb. Rara		$f_{cd,rara}$	19.2 [Mpa]		
Altezza utile	d	53.6 [cm]				$\epsilon_{cu}$	0.35%	Tensione in comb. Q. P.		$f_{cd,Q.P.}$	0.45 [Mpa]		
<b>VERIFICA FLESSIONE SLU</b>													
<b>CALCOLA <math>M_{rd}</math></b>													
x	7.07												
x/d	0.132												
$\epsilon_s$	2.30%												
Rottura lato calcestruzzo - Acciaio snervato													
$N_{ed}$		[kN]			$n'$	$\phi$	Area		$n'$	$\phi$	Area		
$M_{ed}$	477	[kNm]			Armatura compressa	5	16	10.05	Armatura	5	16	10.05	
$M_{Rd}$	593.0	[kNm]	80%			5	16	10.05	Tesa	10	16	20.11	
$\sigma_s$	70	[Mpa]				A's	20.11 [cm <sup>2</sup> ]			As	30.16 [cm <sup>2</sup> ]		
$\sigma_s$	391	[Mpa]			$\mu=A's/As$	66.67%	$\rho=A's/bd$	0.34%	OK	$\rho=As/bd$	0.50%	OK	
										$\rho_{min}$	0.17%	$\rho_{max}$	1.11%

L'armatura integrativa superiore (da sommare all'armatura di base) è costituita da  $\phi 16/10$ , mentre l'armatura inferiore è costituita da  $\phi 16/20$  in entrambe le direzioni. Le verifiche a SLU risultano soddisfatte.

VERIFICHE SLE

VERIFICA SLE									
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_0$	15							
<b>Sezione interamente reagente</b>					<b>Combinazione rara</b>				
Asse neutro	x	30.53 [cm]			Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	206 [kNm]	Limitazione tensioni	
Inerzia sezione interamente reagente	I	2218063 [cm <sup>4</sup> ]			Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	4.2 [Mpa]	0.22	
Momento prima fessurazione	$M_{cr}$	228 [kNm]			Tensione armatura sup	$\sigma_{s,r}$	-39	0.11	
<b>Sezione fessurata</b>					<b>Combinazione frequente</b>				
Asse neutro	$x_p$	16.6 [cm]			Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	184 [kNm]		
Inerzia sezione parzializzata	$I_p$	803170 [cm <sup>4</sup> ]			Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	3.8 [Mpa]		
Tensione armatura in trazione	$\sigma_s$	157 [Mpa]			Tensione armatura sup	$\sigma_{s,r}$	-35		
Altezza efficace calcestr. zona tesa	$h_{c,ef}$	9.8 [cm]			Tensione armatura inf	$\sigma_{s,r}$	127 [Mpa]		
Area di calcestruzzo nella zona tesa	$A_{ct}$	982 [cm <sup>2</sup> ]			Deformazione unitaria	$\epsilon_{s,lim}$	0.04% [-]		
					Ampiezza caratteristica fessure				
					$w_k$				
					0.139 [mm]				
					<b>Combinazione quasi permanente</b>				
Armatura minima per fessurazione	$A_{s,min}$	18.87 [cm <sup>2</sup> ]	k1	0.8	Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	172 [kNm]	Limitazione tensioni	
percentuale armatura minima	$\rho_{s,min}$	0.03 [-]	k2	0.5	Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	3.5 [Mpa]	0.25	
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	180 [mm]	k3	3.4	Tensione armatura sup	$\sigma_{s,r}$	-33		
					Tensione armatura inf				
					$\sigma_{s,r}$				
					119 [Mpa]				
					Deformazione unitaria				
					$\epsilon_{s,lim}$				
					0.03% [-]				
					Ampiezza caratteristica fessure				
					$w_k$				
					0.105 [mm]				

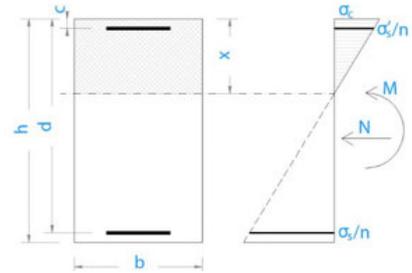
L'ampiezza delle fessure e le tensioni in esercizio ( $<1$ ) risultano minori dei limiti di normativa pertanto le verifiche a SLE risultano soddisfatte.



VERIFICA CAMPO ELASTICO

**VERIFICA SEZIONE CAMPO ELASTICO**

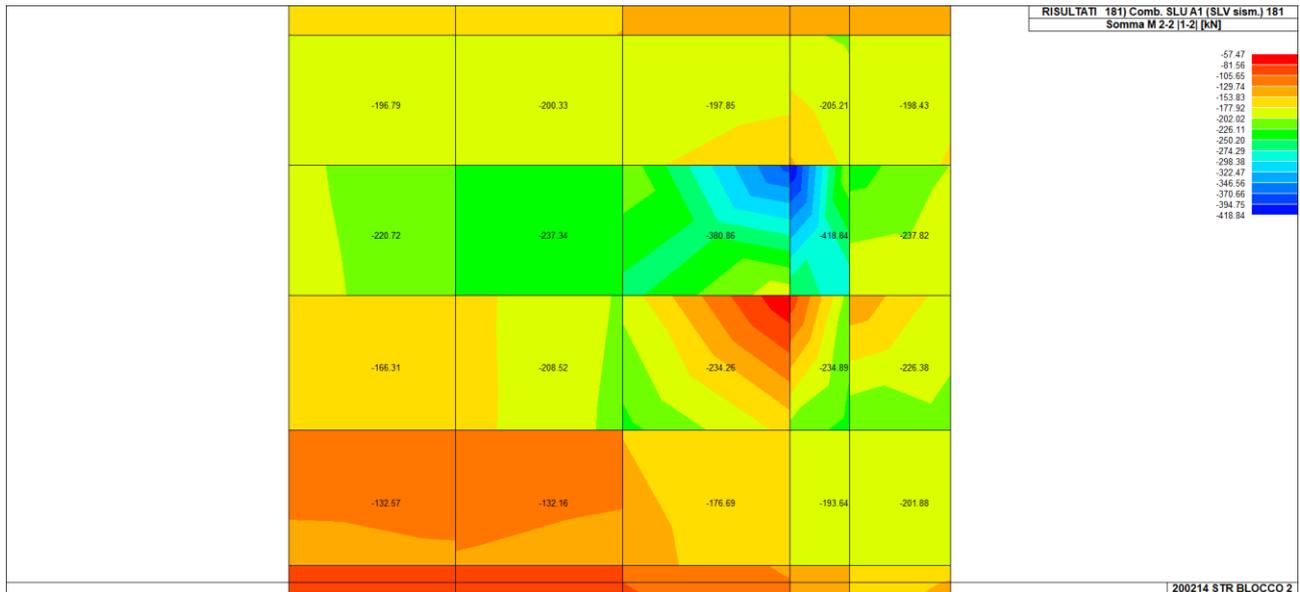
Diagramma calcestruzzo		triangolo-rett				
Deformazione elastica	$\epsilon_{cy}$	0.18%	[-]			
Modulo elastico calcestruzzo	$E_{cy}$	10362	[Mpa]	$f_{cd}/E_{cy}$		
Coefficiente di omogenizzazione	$n_0$	20	[-]	$E_s/E_{cy}$		
Asse neutro	$x$	18	[cm]			
Inerzia sezione	$I$	1023627	[cm <sup>4</sup> ]			
tensione calcestruzzo	$\sigma_c$	-8.52	[Mpa]	$< f_{cd}$	<b>OK</b>	
tensione acciaio superiore	$\sigma'_s$	-112	[Mpa]	$< f_{yd}$	<b>OK</b>	
Deformazione acciaio superiore	$\epsilon'_s$	0.05%	[Mpa]	$< 0.186\%$	<b>OK</b>	
tensione acciaio inferiore	$\sigma_s$	333	[Mpa]	$< f_{yd}$	<b>OK</b>	
Deformazione acciaio inferiore	$\epsilon_s$	0.16%	[Mpa]	$< 0.186\%$	<b>OK</b>	



La sezione si trova in campo elastico.

22.1.5.2 SOLLECITAZIONI NEGATIVA MASSIME

MOMENTO MIN SLU



Si è considerato valore medio di 319 kNm/m.



Si riportano le verifiche effettuate:

VERIFICA SLU

VERIFICA TRAVE SLU SLE													
VERIFICA PLATEA ZONA 6 - DIR Y INF													
SEZIONE													
						<b>MATERIALI</b>							
						Acciaio		$f_{yk}$	450 [Mpa]	$\gamma_s$	1.15	$f_{yd}$	391.3 [Mpa]
						B450C		$E_s$	210000 [Mpa]			$\epsilon_{yd}$	0.186%
Larghezza trave	$b_u$	100 [cm]				Calcestruzzo		$\gamma_c$	1.5			$f_{cd,rara}$	360 [Mpa]
Altezza	H	60 [cm]				C32/40		$f_{ck}$	32 [Mpa]			$f_{ctm}$	3.0 [Mpa]
Copriferito asse armatura compressa	$c'$	6.4 [cm]				$R_{ok}$	40 [Mpa]	$\alpha_{cc}$	0.85			$f_{cd,rara}$	19.2 [Mpa]
Copriferito asse armatura tesa	c	6.4 [cm]				$E_c$	33346 [Mpa]	Tensione in comb. Rara				$f_{cd,Q.P.}$	0.45 [Mpa]
Altezza utile	d	53.6 [cm]				$\epsilon_{cu}$	0.35%	Tensione in comb. Q. P.					

VERIFICA FLESSIONE SLU											
CALCOLA $M_{rd}$											
x	6.10										
x/d	0.114										
es	2.73%										
Rottura lato calcestruzzo - Acciaio snervato											

$N_{Ed}$		[kN]		$n'$	$\phi$	Area		$n''$	$\phi$	Area			
$M_{Ed}$	319	[kNm]		Armatura compressa	5	16	10.05	Armatura Tesa	5	16	10.05		
$M_{Rd}$	406.0	[kNm]	79%		10	16	20.11						
$\sigma'_s$	-36	[Mpa]		A's		30.16	[cm <sup>2</sup> ]	As		20.11	[cm <sup>2</sup> ]		
$\sigma_s$	391	[Mpa]		$\mu=A's/As$	150.00%	$\rho'=A's/bd$	0.50%	OK		$\rho=As/bd$	0.34%	OK	
										$\rho_{min}$	0.17%	$\rho_{max}$	1.28%

L'armatura integrativa superiore (da sommare all'armatura di base) è costituita da  $\phi 16/10$ , mentre l'armatura inferiore è costituita da  $\phi 16/20$  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	15	[cm]								
Inerzia sezione	I	764598	[cm <sup>4</sup> ]								
tensione calcestruzzo	$\sigma_c$	-6.13	[Mpa]	$< f_{cd}$	OK						
tensione acciaio superiore	$\sigma'_s$	-70	[Mpa]	$< f_{yd}$	OK						
Deformazione acciaio superiore	$\epsilon'_s$	0.03%	[Mpa]	$< 0.186\%$	OK						
tensione acciaio inferiore	$\sigma_s$	329	[Mpa]	$< f_{yd}$	OK						
Deformazione acciaio inferiore	$\epsilon_s$	0.16%	[Mpa]	$< 0.186\%$	OK						

La sezione si trova in campo elastico.

22.2 VERIFICHE A PUNZONAMENTO

Le verifiche a punzonamento sono condotte seguendo le indicazioni contenute al paragrafo §6.4 e 9.4.3 della norma UNI EN 1992-1-1.

Tale verifica va condotta in primis lungo la sezione del perimetro dell'elemento punzonante:

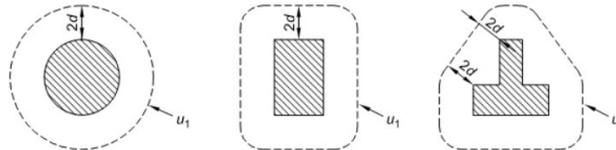
$$v_{Ed,0} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} \leq v_{Rd,max} = 0,5 v f_{cd}$$

Dove:



- $\beta$  è un coefficiente che dipende dall'eccentricità del carico;
- $V_{Ed}$  è lo sforzo di punzonamento sollecitante;
- $v = 0,6(1-f_{ck}/250)$ .

Inoltre la verifica di punzonamento si esegue anche in corrispondenza del perimetro critico (indicato con  $u_1$ ).  
Tale perimetro è a distanza  $2d$  dal perimetro dell'elemento punzonante.



Nel caso di elementi di fondazione il perimetro critico è da individuarsi in modo iterativo tra tutti quelli con minore coefficiente di sicurezza, fino ad una distanza  $2d$  dal pilastro.

La verifica da soddisfare è la seguente:

$$v_{Ed,1} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_1 d} \leq v_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp})$$

Dove:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$$

$$k = \min \left[ 1 + \sqrt{\frac{200}{d[\text{mm}]}}; 2 \right]$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02$$

$$\rho_{ly} = \frac{A_{ly}}{(c_1 + 6d)d} \quad \rho_{lz} = \frac{A_{lz}}{(c_2 + 6d)d}$$

$$k_1 = 0,1$$

$$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cz}}{2}$$

$$\sigma_{cy} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}} \quad \sigma_{cz} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}}$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} [\text{MPa}]$$

Se il solo contributo del solo calcestruzzo e dell'armatura longitudinale presente non riesce ad assorbire lo sforzo punzonante, sarà necessario disporre lungo il perimetro critico adeguata armatura a punzonamento di area  $A_{sw}$ . La verifica diventa quindi:

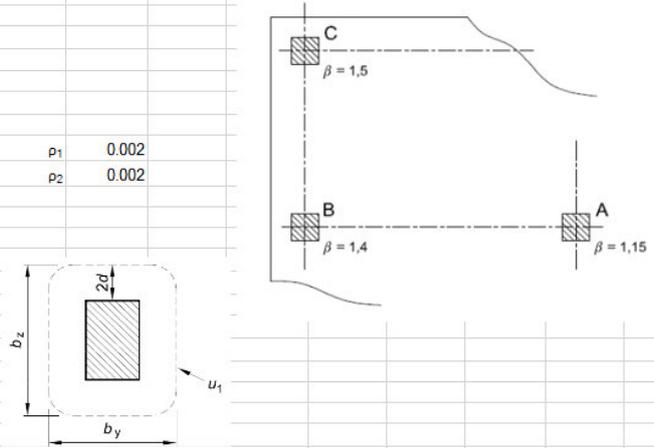
$$v_{Ed,1} \leq v_{Rd,cs} = 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 \left( \frac{d}{s_r} \right) A_{sw} f_{ywd,ef} \frac{\sin \alpha}{u_1 d}$$





Si riportano le verifiche effettuate:

VERIFICA PUNZONAMENTO UNI EN 1992-1-1:2005 par 6.4 e 9.4.3		FONDAZIONE PALO D80		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	c1	80	[cm]	<b>Calcestruzzo</b>								
Dimensione pilastro <i>parall</i> bordo	c2	80	[cm]	C32/40	$f_{ck}$	32	[Mpa]	$\nu_c$	1.5	$f_{cd}$	18.1	[Mpa]
Perimetro pilastro	$u_0$	240	[cm]		$R_{ck}$	40	[Mpa]	$\alpha_{cc}$	0.85	$f_{ctm}$	3.0	[Mpa]
Altezza sezione	H	60	[cm]		$E_c$	33346	[Mpa]					
Copriferro	c	6.4	[cm]		$\epsilon_{cu}$	0.35%						
Altezza utile sezione	d	53.6	[cm]									
Perimetro a distanza 2d	$u_1$	577	[cm]									
Coefficiente	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]									
Coefficiente	k	1.61	[-]									
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	2947	[kN]									
Area armatura dir1	$A_s$	10.05	[cm <sup>2</sup> ]	$\rho_1$	0.002							
Area armatura dir2	$A_s$	10.05	[cm <sup>2</sup> ]	$\rho_2$	0.002							
Percentuale armatura medio	$\rho$	0.002	[-]									
<b>Verifica filo pilastro</b>												
Perimetro pilastro	$u_0$	240	[cm]									
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	3.21	[Mpa]									
Coefficiente	v	0.61	[-]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,max}$	5.53	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,max}$	0.58										<b>VERIFICATO</b>
<b>Verifica a distanza 2d</b>												
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	1.33	[Mpa]									
	$v_{min}$	0.40	[Mpa]									
	$V_{Rd,c}$	0.35	[Mpa]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,c}$	0.40	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,c}$	3.30										<b>ARMATURA NECESSARIA</b>



È necessaria armatura a punzonamento.

Si riporta il calcolo degli spilli:

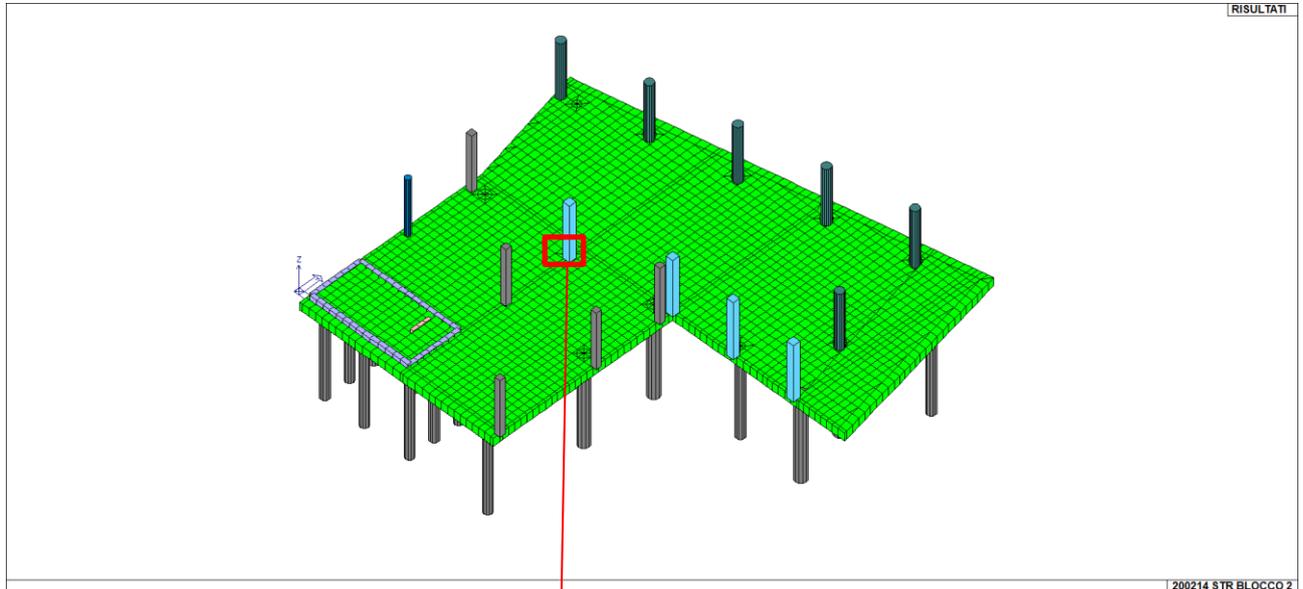
<b>Armatura punzonamento</b>												
Distanza massima spilli 0.75d	$s_{r,max}$	40.2	[cm]		Diametro spilli	$\phi$	10	[mm]				
Distanza spilli	$s_r$	30	[cm]	OK	Numero spilli serie su perimetro	n	9	[-]				
Distanza min. della prima serie dal pil	$a_{1min}$	16.1	[cm]		Minimo numero totale spilli	$n_{Tot,min}$	54	[-]				
Distanza max. della prima serie dal pil	$a_{1max}$	26.8	[cm]		Inclinazione armature	$\alpha$	90	[°]				
Distanza spilli dal pilastro	$a_1$	25	[cm]	OK	Area totale armatura taglio	$A_{sw}$	4241	[mm <sup>2</sup> ]				
Perimetro lungo il quale arm. non nec.	$u_{out}$	1901.6	[cm]		Resistenza di progetto efficace acc	$f_{ywd}$	384	[Mpa]				
Distanza max dal pilastro	$a_u$	171.32	[cm]		Resistenza a punzonamento	$V_{Rd,cs}$	1.72	[Mpa]				
Numero di serie spilli	n	6	[-]			$V_{Ed}/V_{Rd,cs}$	0.78					<b>VERIFICATO</b>
Distanza ultima serie spilli	$a_{ud}$	175	[cm]	OK								

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



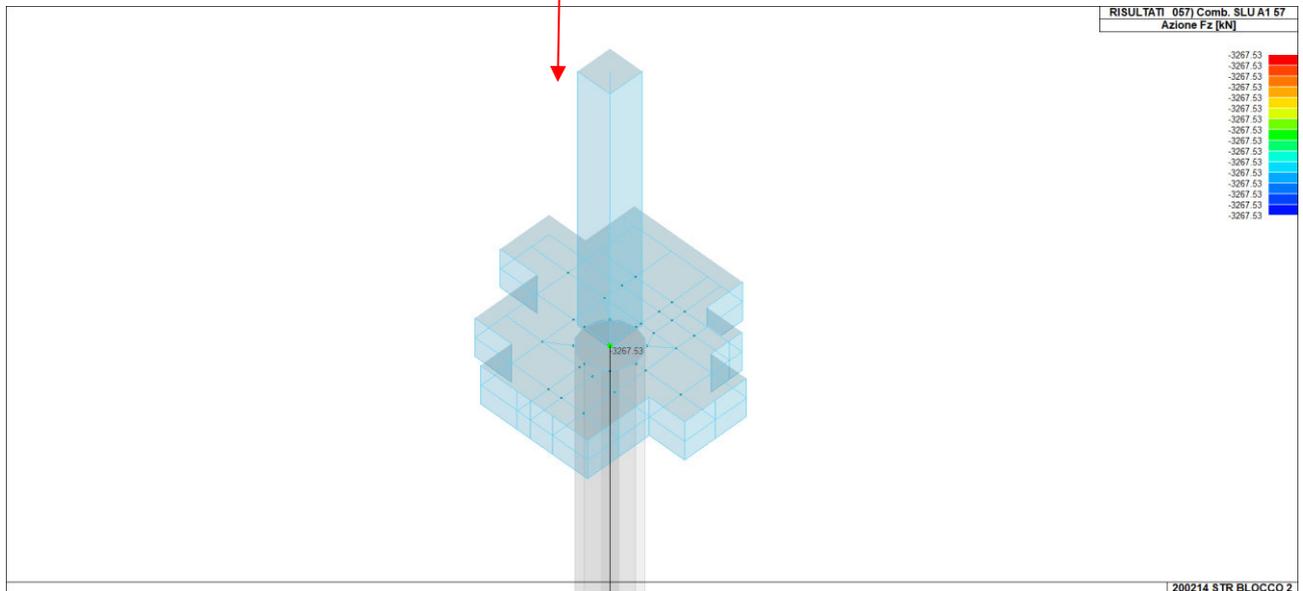
22.3.2

PUNZONAMENTO PALO - PILASTRO INTERNO



200214 STR BLOCCO 2

Per pilastro interno la reazione massima che si ha all'interfaccia palo-pilastro è pari 3268 kN.

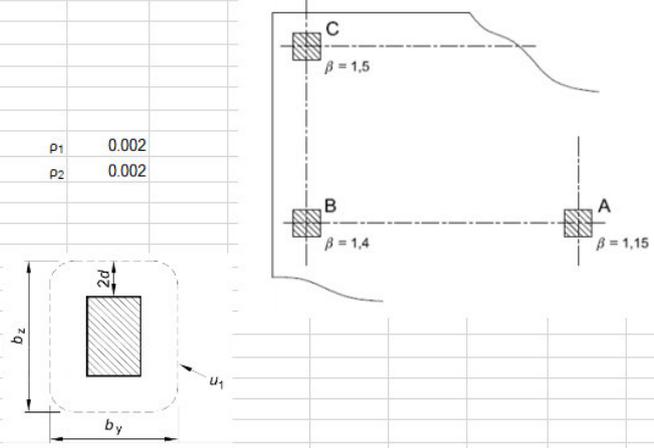


200214 STR BLOCCO 2



Si riportano le verifiche effettuate:

VERIFICA PUNZONAMENTO UNI EN 1992-1-1:2005 par 6.4 e 9.4.3		FONDAZIONE PALO D80		MATERIALI								
<b>pilastro interno</b>	$\beta$	1.15	[-]	<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	80	[cm]	<b>Calcestruzzo</b>								
Dimensione pilastro <i>parall</i> bordo	c2	80	[cm]	C32/40	$f_{ck}$	32	[Mpa]	$\gamma_c$	1.5	$f_{cd}$	18.1	[Mpa]
Perimetro pilastro	$u_0$	320	[cm]		$R_{ck}$	40	[Mpa]	$\alpha_{cc}$	0.85	$f_{ctm}$	3.0	[Mpa]
Altezza sezione	H	60	[cm]		$E_c$	33346	[Mpa]					
Copriferro	c	6.4	[cm]		$\epsilon_{cu}$	0.35%						
Altezza utile sezione	d	53.6	[cm]									
Perimetro a distanza 2d	$u_1$	994	[cm]									
Coefficiente	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]									
Coefficiente	k	1.61	[-]									
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	3268	[kN]									
Area armatura dir1	$A_{s1}$	10.05	[cm <sup>2</sup> ]	$\rho_1$	0.002							
Area armatura dir2	$A_{s2}$	10.05	[cm <sup>2</sup> ]	$\rho_2$	0.002							
Percentuale armatura medio	$\rho$	0.002	[-]									
<b>Verifica filo pilastro</b>												
Perimetro pilastro	$u_0$	320	[cm]									
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	2.19	[Mpa]									
Coefficiente	v	0.61	[-]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,max}$	5.53	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,max}$	0.40										<b>VERIFICATO</b>
<b>Verifica a distanza 2d</b>												
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	0.71	[Mpa]									
	$v_{min}$	0.40	[Mpa]									
	$V_{Rd,c}$	0.35	[Mpa]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,c}$	0.40	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,c}$	1.74										<b>ARMATURA NECESSARIA</b>



È necessaria armatura a punzonamento.

Si riporta il calcolo degli spilli:

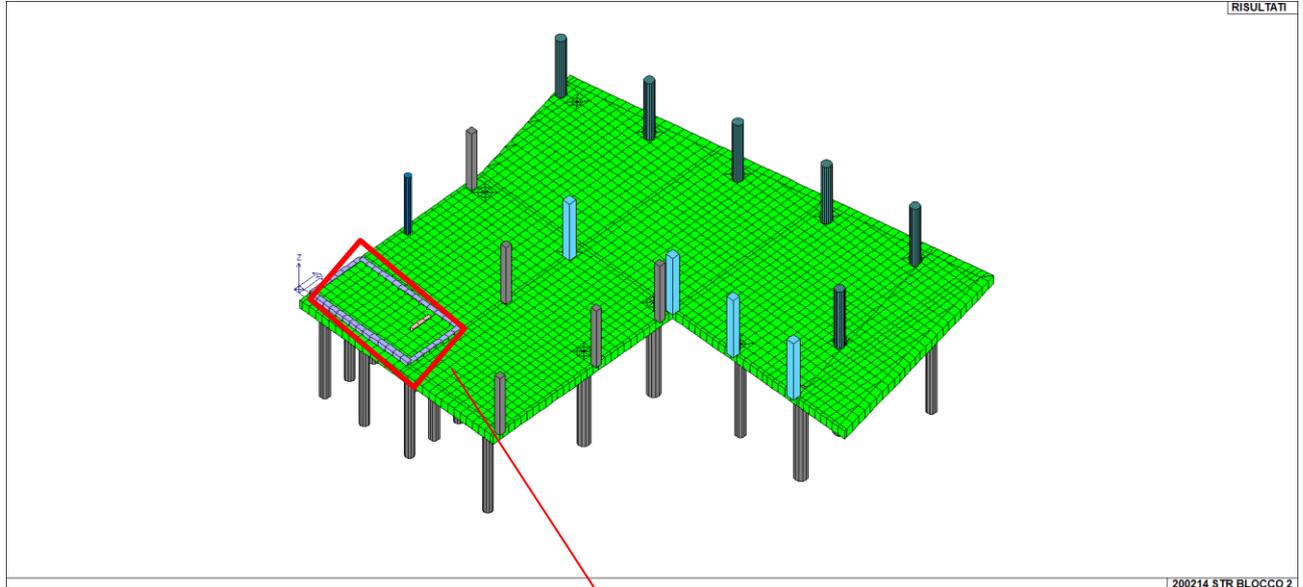
Armatura punzonamento								
Distanza massima spilli 0,75d	$s_{r,max}$	40.2	[cm]		Diametro spilli	$\phi$	10	[mm]
Distanza spilli	$s_r$	30	[cm]	OK	Numero spilli serie su perimetro	n	12	[-]
Distanza min. della prima serie dal pil	$a_{1min}$	16.1	[cm]		Minimo numero totale spilli	$n_{Tot,min}$	60	[-]
Distanza max. della prima serie dal pil	$a_{1max}$	26.8	[cm]		Inclinazione armature	$\alpha$	90	[°]
Distanza spilli dal pilastro	$a_1$	25	[cm]	OK	Area totale armatura taglio	$A_{sw}$	4712	[mm <sup>2</sup> ]
					Resistenza di progetto efficace acc	$f_{ywd}$	384	[Mpa]
Perimetro lungo il quale arm. non nec.	$u_{out}$	1732.2	[cm]					
Distanza max dal pilastro	$a_u$	144.35	[cm]		Resistenza a punzonamento	$V_{Rd,cs}$	1.21	[Mpa]
						$V_{Ed}/V_{Rd,cs}$	0.58	<b>VERIFICATO</b>
Numero di serie spilli	n	5	[-]					
Distanza ultima serie spilli	$a_{ud}$	145	[cm]	OK				

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

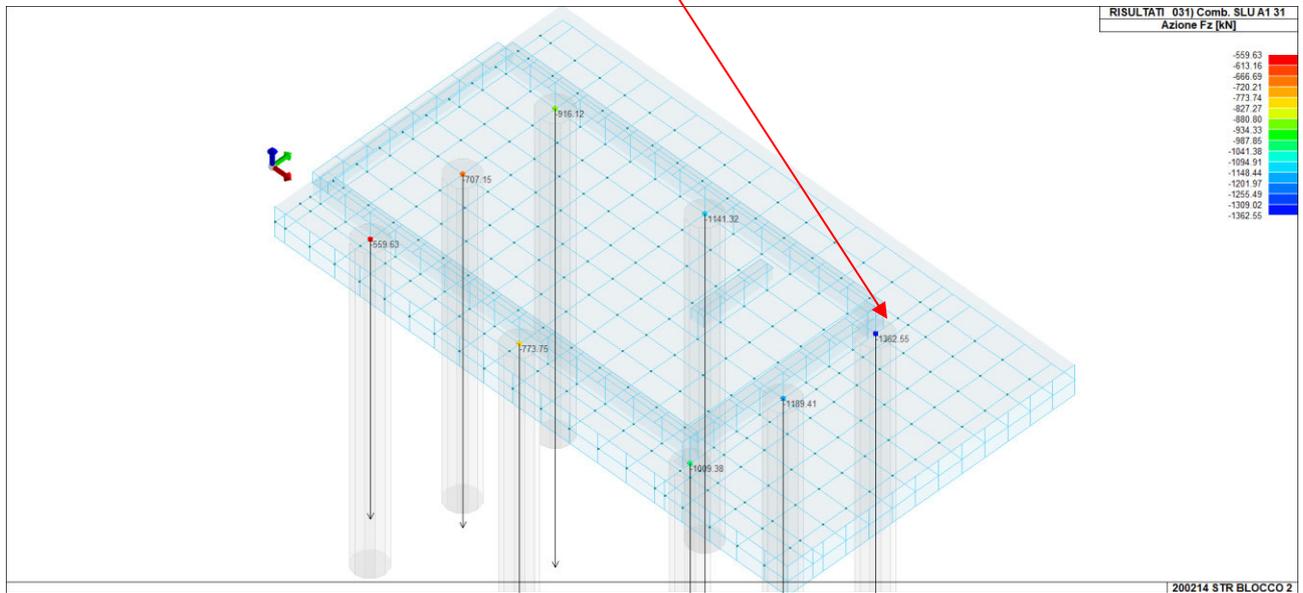


22.3.3

PUNZONAMENTO PALI-SETTO



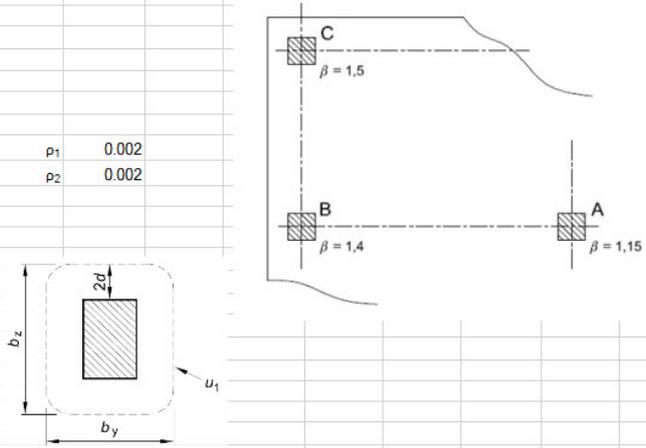
Per i setti la reazione massima che si ha all'interfaccia palo-setti è pari a 1362 kN.





Si riportano le verifiche effettuate:

VERIFICA PUNZONAMENTO UNI EN 1992-1-1:2005 par 6.4 e 9.4.3		FONDAZIONE SPIGOLO - PALO D60		MATERIALI								
<b>pilastro interno</b>	$\beta$	1.15	[-]	<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	$c_1$	30	[cm]	<b>Calcestruzzo</b>								
Dimensione pilastro <i>parall</i> bordo	$c_2$	30	[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	60	[cm]		$E_c$	33346	[Mpa]			$\epsilon_{cu}$	0.35%	
Copriferro	c	6.4	[cm]									
Altezza utile sezione	d	53.6	[cm]									
Perimetro a distanza 2d	$u_1$	794	[cm]									
Coefficiente	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]									
Coefficiente	k	1.61	[-]									
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	1362	[kN]									
Area armatura dir1	$A_s$	10.05	[cm <sup>2</sup> ]	$\rho_1$	0.002							
Area armatura dir2	$A_s$	10.05	[cm <sup>2</sup> ]	$\rho_2$	0.002							
Percentuale armatura medio	$\rho$	0.002	[-]									
<b>Verifica filo pilastro</b>												
Perimetro pilastro	$u_0$	120	[cm]									
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	2.44	[Mpa]									
Coefficiente	v	0.61	[-]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,max}$	5.53	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,max}$	0.44	<b>VERIFICATO</b>									
<b>Verifica a distanza 2d</b>												
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	0.37	[Mpa]									
	$v_{min}$	0.40	[Mpa]									
	$V_{Rd,c}$	0.35	[Mpa]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,c}$	0.40	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,c}$	0.91	<b>VERIFICATO</b>									



**NON è necessaria armatura a punzonamento.**

Si dispone comunque armatura a punzonamento.

Si riporta il calcolo degli spilli:

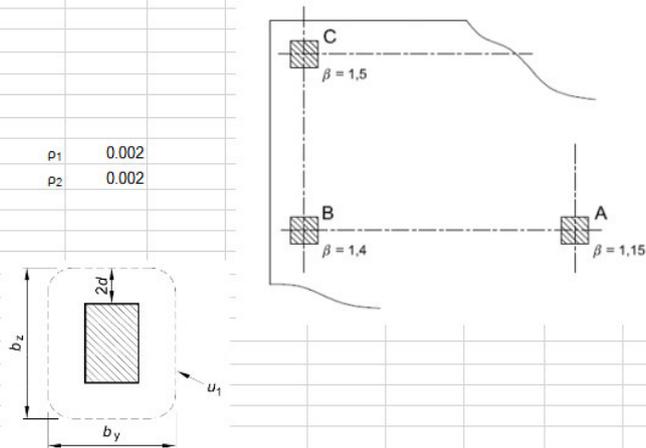
<b>Armatura punzonamento</b>												
Distanza massima spilli 0.75d	$s_{r,max}$	40.2	[cm]		Diametro spilli	$\phi$	10	[mm]				
Distanza spilli	$s_r$	30	[cm]	OK	Numero spilli serie su perimetro	n	8	[-]				
Distanza min. della prima serie dal pil	$a_{1min}$	16.1	[cm]		Minimo numero totale spilli	$n_{Tot,min}$	16	[-]				
Distanza max. della prima serie dal pil	$a_{1max}$	26.8	[cm]		Inclinazione armature	$\alpha$	90	[°]				
Distanza spilli dal pilastro	$a_1$	20	[cm]	OK	Area totale armatura taglio	$A_{sw}$	1257	[mm <sup>2</sup> ]				
Perimetro lungo il quale arm. non nec.	$u_{out}$	721.9	[cm]		Resistenza di progetto efficace acc	$f_{ywd}$	384	[Mpa]				
Distanza max dal pilastro	$a_u$	15.40	[cm]		Resistenza a punzonamento	$V_{Rd,cs}$	0.61	[Mpa]				
						$V_{Ed}/V_{Rd,cs}$	0.61	<b>VERIFICATO</b>				
Numero di serie spilli	n	2	[-]									
Distanza ultima serie spilli	$a_{ud}$	50	[cm]	OK								





Si riportano le verifiche effettuate:

VERIFICA PUNZONAMENTO UNI EN 1992-1-1:2005 par 6.4 e 9.4.3		FONDAZIONE PALO D60		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	$c_1$	60	[cm]	<b>Calcestruzzo</b>								
Dimensione pilastro <i>parall</i> bordo	$c_2$	60	[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	$H$	60	[cm]		$E_c$	33346	[Mpa]					
Copriferro	$c$	6.4	[cm]		$\epsilon_{cu}$	0.35%						
Altezza utile sezione	$d$	53.6	[cm]									
Perimetro a distanza 2d	$u_1$	288	[cm]									
Coefficiente	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]									
Coefficiente	$k$	1.61	[-]									
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	1386	[kN]									
Area armatura dir1	$A_{s1}$	10.05	[cm <sup>2</sup> ]	$\rho_1$	0.002							
Area armatura dir2	$A_{s2}$	10.05	[cm <sup>2</sup> ]	$\rho_2$	0.002							
Percentuale armatura medio	$\rho$	0.002	[-]									
<b>Verifica filo pilastro</b>												
Perimetro pilastro	$u_0$	120	[cm]									
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	3.23	[Mpa]									
Coefficiente	$v$	0.61	[-]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,max}$	5.53	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,max}$	0.58										<b>VERIFICATO</b>
<b>Verifica a distanza 2d</b>												
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	1.34	[Mpa]									
	$v_{min}$	0.40	[Mpa]									
	$V_{Rd,c}$	0.35	[Mpa]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,c}$	0.40	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,c}$	3.32										<b>ARMATURA NECESSARIA</b>



È necessaria armatura a punzonamento.

Si riporta il calcolo degli spilli:

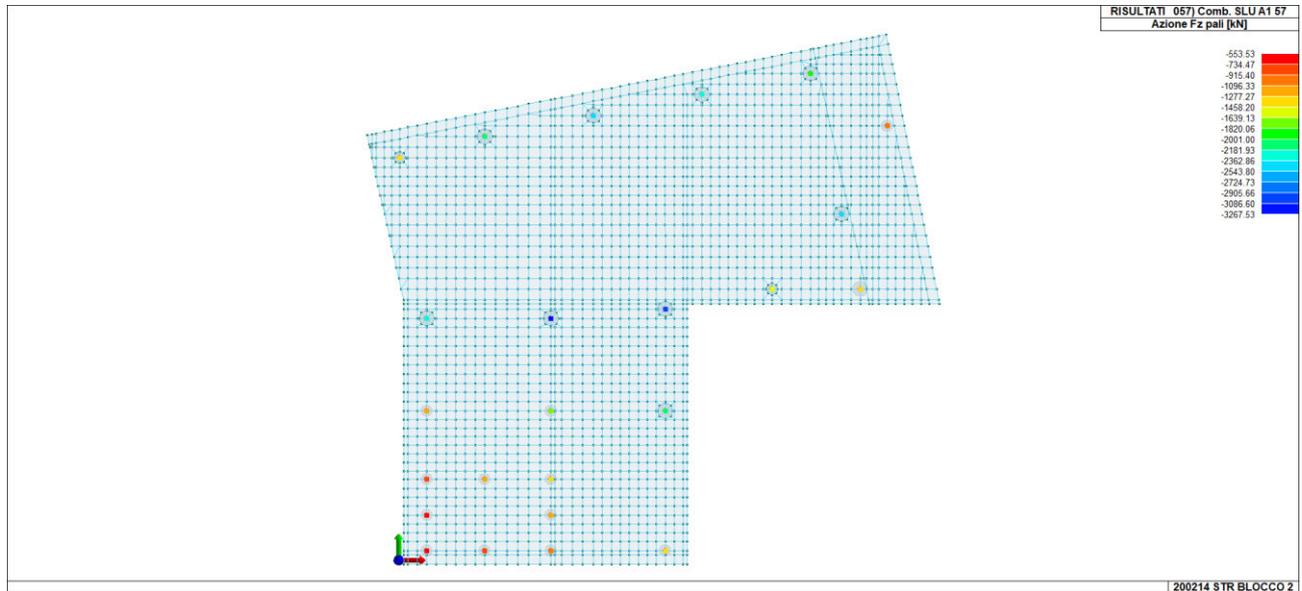
<b>Armatura punzonamento</b>									
Distanza massima spilli 0.75d	$s_{r,max}$	40.2	[cm]		Diametro spilli	$\phi$	10	[mm]	
Distanza spilli	$s_r$	30	[cm]	OK	Numero spilli serie su perimetro	$n$	9	[-]	
Distanza min. della prima serie dal pil	$a_{1min}$	16.1	[cm]		Minimo numero totale spilli	$n_{Tot,min}$	27	[-]	
Distanza max. della prima serie dal pil	$a_{1max}$	26.8	[cm]		Inclinazione armature	$\alpha$	90	[°]	
Distanza spilli dal pilastro	$a_1$	25	[cm]	OK	Area totale armatura taglio	$A_{sw}$	2121	[mm <sup>2</sup> ]	
					Resistenza di progetto efficace acc	$f_{ywd}$	384	[Mpa]	
Perimetro lungo il quale arm. non nec.	$u_{out}$	958.2	[cm]						
Distanza max dal pilastro	$a_u$	33.91	[cm]		Resistenza a punzonamento	$V_{Rd,cs}$	1.72	[Mpa]	
						$V_{Ed}/V_{Rd,cs}$	0.78		<b>VERIFICATO</b>
Numero di serie spilli	$n$	3	[-]						
Distanza ultima serie spilli	$a_{ud}$	85	[cm]	OK					

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

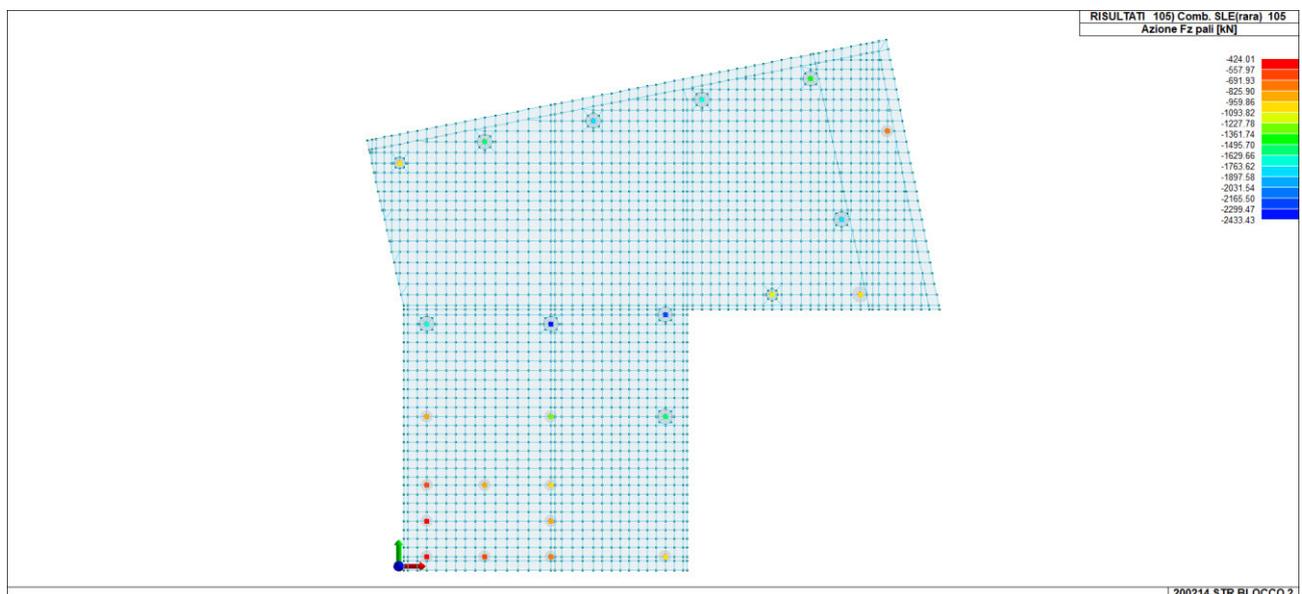


**22.4 AZIONI SUI PALI**

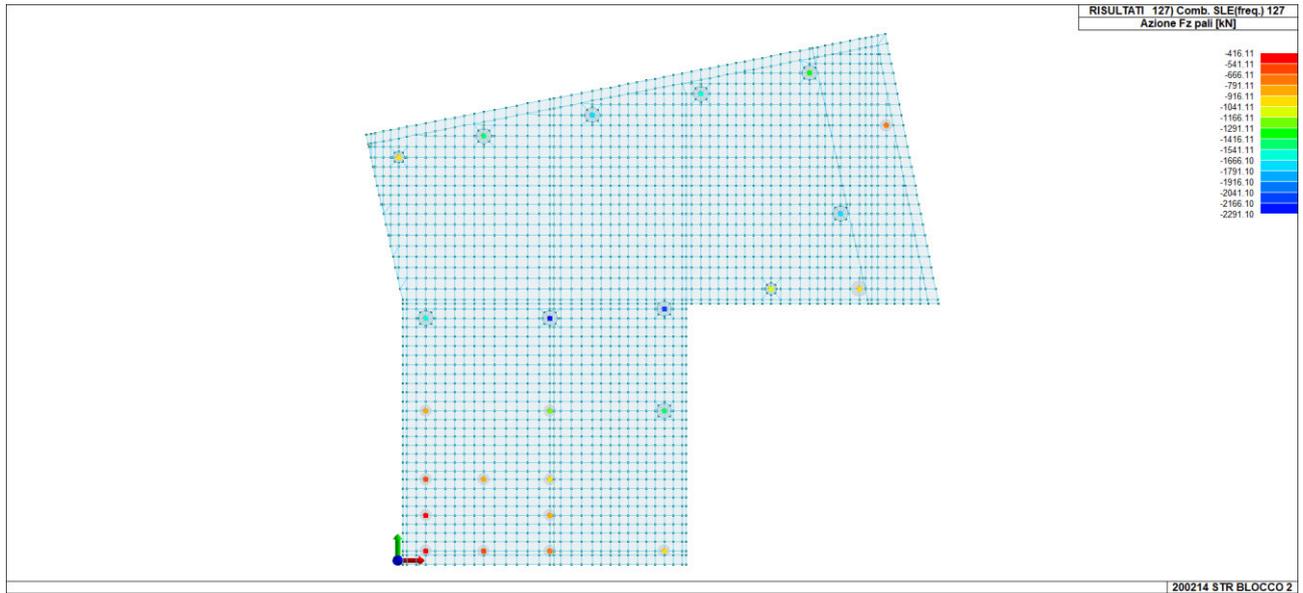
Si riporta il riepilogo delle azioni verticali sui pali



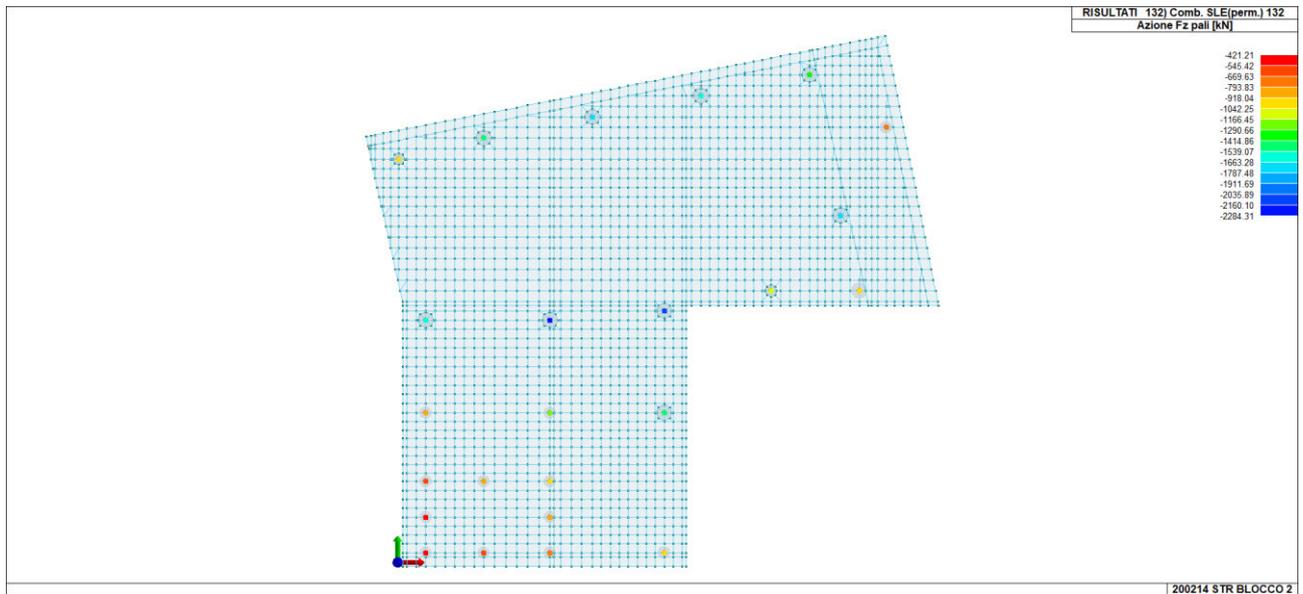
AZIONI FZ MAX SLU



AZIONI FZ MAX SLE - RARA



AZIONI FZ MAX SLE - FREQUENTE



AZIONI FZ MAX SLE - QUASI PERMANENTE



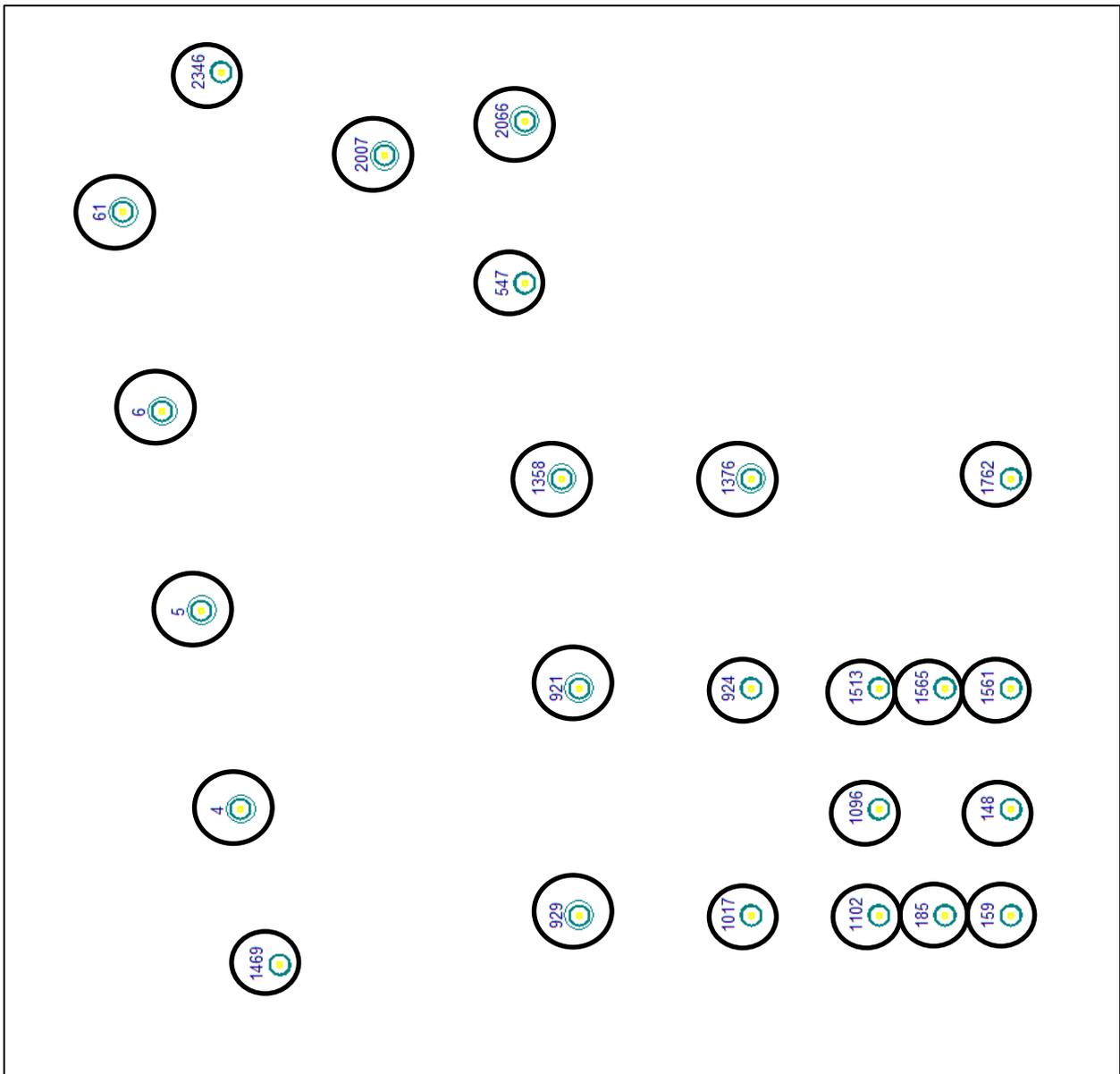
**22.5 VERIFICA PALI DI FONDAZIONE**

Calcestruzzo: C32/40

Diametro pali: 80 cm - 60 cm

Lunghezza pali: 650 cm

Si riporta la numerazione dei pali (in rosso i pali con diametro D=80 cm, in blu i pali con diametro D=60cm):



**22.5.1**      **PALI D=80 CM**

Si riportano i risultati delle sollecitazioni. Al fine di non appesantire troppo la presente trattazione, i risultati seguenti saranno riportati in forma ridotta.

Cmb.	Plin.	Tipo	Vx (daN)	Vy (daN)	N (daN)	Mx (daN cm)	My (daN cm)	T (daN cm)
1	4	SLU STR.	-994,8	1447,2	-180200,0	1036000,0	708500,0	13040,0
2	4	SLU STR.	-3031,6	5064,4	-180500,0	1929000,0	1220000,0	13550,0
3	4	SLU STR.	-1246,5	1887,9	-199500,0	1231000,0	831800,0	14210,0
4	4	SLU STR.	-3283,3	5505,1	-199800,0	2124000,0	1343000,0	14710,0
5	4	SLU STR.	-498,3	766,2	-132900,0	727000,0	470600,0	8459,9
6	4	SLU STR.	-2535,1	4383,4	-133200,0	1620000,0	981800,0	8966,2
7	4	SLU STR.	-750,0	1206,9	-152200,0	921200,0	593900,0	9625,4
8	4	SLU STR.	-2786,8	4824,1	-152500,0	1814000,0	1105000,0	10130,0
9	4	SLU STR.	-1354,4	2076,8	-207800,0	1314000,0	884600,0	14710,0
10	4	SLU STR.	-3391,2	5693,9	-208100,0	2207000,0	1396000,0	15210,0
11	4	SLU STR.	-857,9	1395,8	-160400,0	1005000,0	646800,0	10120,0
12	4	SLU STR.	-2894,7	5012,9	-160700,0	1898000,0	1158000,0	10630,0
13	4	SLU STR.	-315,9	241,5	-180100,0	738700,0	538100,0	12870,0
14	4	SLU STR.	-3710,5	6270,1	-180700,0	2227000,0	1390000,0	13720,0
15	4	SLU STR.	-567,6	682,2	-199400,0	932900,0	661400,0	14040,0
16	4	SLU STR.	-3962,2	6710,8	-199900,0	2421000,0	1513000,0	14880,0
17	4	SLU STR.	180,6	-439,5	-132800,0	429300,0	300300,0	8291,1
18	4	SLU STR.	-3214,1	5589,1	-133300,0	1918000,0	1152000,0	9135,0
19	4	SLU STR.	-71,1	1,2	-152100,0	623500,0	423500,0	9456,6
20	4	SLU STR.	-3465,8	6029,8	-152600,0	2112000,0	1275000,0	10300,0
21	4	SLU STR.	-1084,3	1561,7	-188800,0	1085000,0	745500,0	13520,0
22	4	SLU STR.	-3121,1	5178,9	-189100,0	1978000,0	1257000,0	14020,0
23	4	SLU STR.	-1336,0	2002,4	-208100,0	1279000,0	868800,0	14680,0
24	4	SLU STR.	-3372,8	5619,5	-208400,0	2172000,0	1380000,0	15190,0
25	4	SLU STR.	-587,8	880,7	-141500,0	775400,0	507600,0	8934,8
---OMISSIS---								
171	929	SLU A1 sism.	-9054,2	6614,2	-175000,0	1508000,0	2836000,0	0,0
172	929	SLU A1 sism.	3457,6	-7315,4	-154900,0	-2376000,0	-1248000,0	0,0
173	929	SLU A1 sism.	-4453,7	7006,3	-166200,0	1572000,0	1727000,0	0,0
174	929	SLU A1 sism.	8058,0	-6923,4	-146200,0	-2311000,0	-2358000,0	0,0
175	929	SLU A1 sism.	-8687,0	3531,5	-171800,0	621600,0	2756000,0	0,0
176	929	SLU A1 sism.	3824,8	-10400,0	-151800,0	-3262000,0	-1328000,0	0,0
177	929	SLU A1 sism.	-4428,2	6957,8	-169200,0	1547000,0	1712000,0	0,0
178	929	SLU A1 sism.	8083,5	-6971,9	-149200,0	-2337000,0	-2372000,0	0,0
179	929	SLU A1 sism.	-8661,5	3483,0	-174800,0	596100,0	2742000,0	0,0
180	929	SLU A1 sism.	3850,3	-10450,0	-154800,0	-3288000,0	-1342000,0	0,0
181	929	SLU A1 sism.	-795,6	7393,9	-167200,0	1637000,0	565800,0	0,0
182	929	SLU A1 sism.	5185,3	-13570,0	-144900,0	-4199000,0	-1385000,0	0,0
183	929	SLU A1 sism.	-5814,3	10180,0	-173100,0	2509000,0	1783000,0	0,0



184	929	SLU A1 sism.	166,6	-10790,0	-150800,0	-3326000,0	-167200,0	0,0
185	929	SLU A1 sism.	-770,1	7345,4	-170200,0	1611000,0	551500,0	0,0
186	929	SLU A1 sism.	5210,8	-13620,0	-147900,0	-4225000,0	-1399000,0	0,0
187	929	SLU A1 sism.	-5788,8	10130,0	-176100,0	2484000,0	1769000,0	0,0
188	929	SLU A1 sism.	192,1	-10830,0	-153800,0	-3352000,0	-181400,0	0,0
189	929	SLU A1 sism.	-1188,3	10530,0	-167300,0	2548000,0	659800,0	0,0
190	929	SLU A1 sism.	4792,6	-10440,0	-145100,0	-3287000,0	-1291000,0	0,0
191	929	SLU A1 sism.	-5421,5	7050,4	-172900,0	1598000,0	1689000,0	0,0
192	929	SLU A1 sism.	559,4	-13920,0	-150700,0	-4238000,0	-261100,0	0,0
193	929	SLU A1 sism.	-1162,8	10480,0	-170300,0	2523000,0	645500,0	0,0
194	929	SLU A1 sism.	4818,1	-10490,0	-148100,0	-3313000,0	-1305000,0	0,0
195	929	SLU A1 sism.	-5396,0	7001,9	-175900,0	1572000,0	1675000,0	0,0
196	929	SLU A1 sism.	584,8	-13970,0	-153700,0	-4264000,0	-275400,0	0,0

Si riportano le verifiche effettuate nelle zone più sollecitate:

Diametro palo = 80,0 cm

Armatura corrente: 14 Ø 18 = 35,6 cmq

Armatura a taglio - st. circolari: Ø8 / 12

VERIFICA SLU

Ver. N/M = rapporto Sd/Su con sollecitazioni ultime proporzionali

Ver. (25) = rapporto Nd/Nu, dove Nu viene ottenuto con riduzione del 25% di fcd

Ver.V = verifica a taglio, rapporto Vd/Vrd

(Verifica positiva per valori inferiori a 1)

Sezioni maggiormente sollecitate:

Pl.	Cmb.	Palo	Quota (cm)	N (daN)	V (daN)	M (daN cm)	Ver. N/M	Ver. (25)	Ver.V
2066	144	2066	0,0	-85086,4	12572,1	3784176,0	0,610	0,122	0,292
921	57	921	0,0	-326752,9	2806,5	1397132,0	0,125	0,467	0,065
6	155	6	0,0	-173114,6	15776,4	4375408,0	0,552	0,247	0,366

S/Su massime:

Ver. N/M = 0,610 < 1 Ok

Ver. (25) = 0,467 < 1 Ok

Ver. V = 0,366 < 1 Ok



**Le verifiche a SLU risultano soddisfatte.**

VERIFICHE SLE

- Combinazioni di tipo: **SLE condizioni rare**

Tensione lim. CLS = 199,2 daN/cm<sup>2</sup>

Tensione lim. acciaio = 3600,0 daN/cm<sup>2</sup>

Sezioni maggiormente sollecitate:

Pl.	Cmb.	Palo	Quota	N	M	Ten.SLE C	Ten.SLE A
			(cm)	(daN)	(daN cm)	(daN/cm <sup>2</sup> )	(daN/cm <sup>2</sup> )
5	110	5	0,0	-175122,8	2216235,0	-66,8	-921,6

Valori massimi:

Ten.massima CLS = 66,8 daN/cm<sup>2</sup> < Ten. lim. CLS Ok

Ten.massima acciaio = -921,6 daN/cm<sup>2</sup> < Ten. lim. acciaio Ok

- Combinazioni di tipo: **SLE condizioni frequenti.**

Fessure: Wk amm. < 0,3 mm

Sezioni maggiormente sollecitate:

Pl.	Cmb.	Palo	Quota	N	M	Wk
			(cm)	(daN)	(daN cm)	(mm)
5	128	5	0,0	-172149,6	1921976,0	0,0000

Valori massimi:

Fessure Wk massima = 0,0 mm < Wk amm. Ok

- Combinazioni di tipo: **SLE condizioni quasi permanenti.**

Tensione lim. CLS = 149,4 daN/cm<sup>2</sup>

Fessure: Wk amm. < 0,2 mm

Sezioni maggiormente sollecitate:

Pl.	Cmb.	Palo	Quota	N	M	Ten.SLE C	Wk
			(cm)	(daN)	(daN cm)	(daN/cm <sup>2</sup> )	(mm)
5	132	5	0,0	-172242,5	1655350,0	-56,9	0,00
921	132	921	0,0	-228430,7	959528,9	-55,3	0,00



929      132      929      -650,0      -161248,8 0,0      -27,9      0,00

Valori massimi:

Ten.massima CLS = 56,9 daN/cm<sup>2</sup> < Ten. lim. CLS Ok

Fessure Wk massima = 0,0 mm < Wk amm. Ok

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

### 22.5.2 PALI D=60 CM

Si riportano i risultati delle sollecitazioni. Al fine di non appesantire troppo la presente trattazione, i risultati seguenti saranno riportati in forma ridotta.

Cmb.	Plin.	Tipo	Vx (daN)	Vy (daN)	N (daN)	Mx (daN cm)	My (daN cm)	T (daN cm)
1	1762	SLU STR.	-1573,6	825,4	-122600,0	-92350,0	581400,0	0,0
2	1762	SLU STR.	-530,9	-2290,6	-123600,0	-622800,0	404300,0	0,0
3	1762	SLU STR.	-1657,7	696,0	-134100,0	-154500,0	623800,0	0,0
4	1762	SLU STR.	-614,9	-2420,0	-135100,0	-684900,0	446800,0	0,0
5	1762	SLU STR.	-1204,9	931,2	-85550,0	-29230,0	410000,0	0,0
6	1762	SLU STR.	-162,1	-2184,7	-86590,0	-559600,0	232900,0	0,0
7	1762	SLU STR.	-1288,9	801,9	-97010,0	-91390,0	452400,0	0,0
8	1762	SLU STR.	-246,2	-2314,1	-98060,0	-621800,0	275400,0	0,0
9	1762	SLU STR.	-1693,7	640,6	-139000,0	-181200,0	642000,0	0,0
10	1762	SLU STR.	-650,9	-2475,4	-140000,0	-711600,0	465000,0	0,0
11	1762	SLU STR.	-1325,0	746,4	-101900,0	-118000,0	470600,0	0,0
12	1762	SLU STR.	-282,2	-2369,5	-103000,0	-648400,0	293600,0	0,0
13	1762	SLU STR.	-1921,2	1864,0	-122200,0	84460,0	640400,0	0,0
14	1762	SLU STR.	-183,3	-3329,3	-124000,0	-799600,0	345300,0	0,0
15	1762	SLU STR.	-2005,3	1734,7	-133700,0	22290,0	682900,0	0,0
16	1762	SLU STR.	-267,3	-3458,6	-135500,0	-861700,0	387700,0	0,0
17	1762	SLU STR.	-1552,5	1969,9	-85200,0	147600,0	469000,0	0,0
18	1762	SLU STR.	185,5	-3223,4	-86940,0	-736400,0	173900,0	0,0
19	1762	SLU STR.	-1636,5	1840,5	-96660,0	85410,0	511400,0	0,0
20	1762	SLU STR.	101,5	-3352,7	-98410,0	-798600,0	216300,0	0,0
21	1762	SLU STR.	-1635,6	837,9	-124500,0	-93610,0	603600,0	0,0
22	1762	SLU STR.	-592,8	-2278,1	-125600,0	-624000,0	426500,0	0,0
23	1762	SLU STR.	-1719,6	708,5	-136000,0	-155800,0	646100,0	0,0
24	1762	SLU STR.	-676,8	-2407,5	-137100,0	-686200,0	469000,0	0,0
25	1762	SLU STR.	-1266,8	943,7	-87500,0	-30490,0	432200,0	0,0
26	1762	SLU STR.	-224,1	-2172,2	-88550,0	-560900,0	255100,0	0,0
27	1762	SLU STR.	-1350,9	814,4	-98960,0	-92660,0	474700,0	0,0



28	1762	SLU STR.	-308,1	-2301,6	-100000,0	-623100,0	297600,0	0,0
29	1762	SLU STR.	-1604,6	831,6	-123600,0	-92980,0	592500,0	0,0
---OMISSIS---								
161	924	SLU A1 sism.	5134,0	5484,7	-148100,0	919500,0	-863800,0	-69880,0
162	924	SLU A1 sism.	5963,5	811,3	-133100,0	50590,0	-984400,0	-60420,0
163	924	SLU A1 sism.	-5885,0	-2128,7	-113600,0	-648700,0	1059000,0	67480,0
164	924	SLU A1 sism.	-5055,5	-6802,1	-98550,0	-1518000,0	938600,0	76940,0
165	924	SLU A1 sism.	5874,9	4867,0	-150900,0	745700,0	-1111000,0	56150,0
166	924	SLU A1 sism.	-1490,3	-7495,0	-106500,0	-1542000,0	429100,0	-30720,0
167	924	SLU A1 sism.	1583,9	6227,4	-138800,0	967500,0	-357600,0	37560,0
168	924	SLU A1 sism.	-5781,3	-6134,6	-94390,0	-1320000,0	1182000,0	-49310,0
169	924	SLU A1 sism.	5867,3	4842,1	-151600,0	733700,0	-1109000,0	56260,0
170	924	SLU A1 sism.	-1497,8	-7519,9	-107200,0	-1554000,0	430800,0	-30610,0
171	924	SLU A1 sism.	1576,4	6202,4	-139500,0	955600,0	-356000,0	37670,0
172	924	SLU A1 sism.	-5788,8	-6159,5	-95070,0	-1332000,0	1184000,0	-49200,0
173	924	SLU A1 sism.	5382,2	6689,2	-150000,0	1092000,0	-1023000,0	26250,0
174	924	SLU A1 sism.	-1982,9	-5672,8	-105600,0	-1196000,0	517200,0	-60620,0
175	924	SLU A1 sism.	2076,5	4405,2	-139700,0	621300,0	-445700,0	67460,0
176	924	SLU A1 sism.	-5288,6	-7956,8	-95260,0	-1666000,0	1094000,0	-19410,0
177	924	SLU A1 sism.	5374,7	6664,3	-150700,0	1080000,0	-1021000,0	26360,0
178	924	SLU A1 sism.	-1990,5	-5697,7	-106300,0	-1208000,0	518800,0	-60510,0
179	924	SLU A1 sism.	2069,0	4380,3	-140400,0	609400,0	-444000,0	67570,0
180	924	SLU A1 sism.	-5296,2	-7981,7	-95940,0	-1678000,0	1096000,0	-19300,0
181	924	SLU A1 sism.	809,8	6475,0	-153800,0	1050000,0	-139900,0	-3048,2
182	924	SLU A1 sism.	3574,8	-9102,9	-103600,0	-1846000,0	-541700,0	28480,0
183	924	SLU A1 sism.	-3481,2	7835,3	-141700,0	1272000,0	613200,0	-21640,0
184	924	SLU A1 sism.	-716,2	-7742,6	-91500,0	-1624000,0	211300,0	9893,1
185	924	SLU A1 sism.	802,2	6450,1	-154500,0	1038000,0	-138200,0	-2940,6
186	924	SLU A1 sism.	3567,3	-9127,8	-104300,0	-1858000,0	-540000,0	28590,0
187	924	SLU A1 sism.	-3488,8	7810,4	-142400,0	1260000,0	614900,0	-21530,0
188	924	SLU A1 sism.	-723,7	-7767,5	-92180,0	-1636000,0	213000,0	10000,0
189	924	SLU A1 sism.	317,1	8297,2	-152900,0	1396000,0	-51790,0	-32950,0
190	924	SLU A1 sism.	3082,2	-7280,7	-102700,0	-1500000,0	-453600,0	-1417,6
191	924	SLU A1 sism.	-2988,6	6013,1	-142600,0	925800,0	525100,0	8262,5
192	924	SLU A1 sism.	-223,5	-9564,7	-92380,0	-1971000,0	123300,0	39790,0
193	924	SLU A1 sism.	309,6	8272,2	-153600,0	1384000,0	-50110,0	-32840,0
194	924	SLU A1 sism.	3074,6	-7305,6	-103400,0	-1512000,0	-452000,0	-1310,1
195	924	SLU A1 sism.	-2996,1	5988,2	-143300,0	913900,0	526800,0	8370,1
196	924	SLU A1 sism.	-231,1	-9589,7	-93060,0	-1982000,0	124900,0	39900,0

Si riportano le verifiche effettuate nelle zone più sollecitate:

Diametro palo = 60,0 cm

Armatura corrente: 12 Ø 18 = 30,5 cmq



Armatura a taglio - st. circolari:

tratto sup. ( 600 cm)  $\varnothing 8 / 12$ , tratto inf. (50 cm)  $\varnothing 8 / 14$

VERIFICA SLU

Ver. N/M = rapporto Sd/Su con sollecitazioni ultime proporzionali

Ver. (25) = rapporto Nd/Nu, dove Nu viene ottenuto con riduzione del 25% di fcd

Ver.V = verifica a taglio, rapporto Vd/Vrd

(Verifica positiva per valori inferiori a 1)

Sezioni maggiormente sollecitate:

Pl.	Cmb.	Palo	Quota (cm)	N (daN)	V (daN)	M (daN cm)	Ver. N/M	Ver. (25)	Ver.V
159	137	159	0,0	22939,0	7395,6	1347927,0	0,929	0,000	0,233
924	31	924	0,0	-177380,6	565,7	330822,6	0,071	0,442	0,018
2346	179	2346	0,0	-78434,4	13133,3	2418819,0	0,776	0,196	0,414

S/Su massime:

Ver. N/M = 0,929 < 1 Ok

Ver. (25) = 0,442 < 1 Ok

Ver. V = 0,414 < 1 Ok

**Le verifiche a SLU risultano soddisfatte.**

VERIFICHE SLE

- Combinazioni di tipo: **SLE condizioni rare.**

Tensione lim. CLS = 199,2 daN/cm<sup>2</sup>

Tensione lim. acciaio = 3600,0 daN/cm<sup>2</sup>

Sezioni maggiormente sollecitate:

Pl.	Cmb.	Palo	Quota (cm)	N (daN)	M (daN cm)	Ten.SLE C (daN/cm <sup>2</sup> )	Ten.SLE A (daN/cm <sup>2</sup> )
2346	110	2346	0,0	-79053,2	1310762,0	-84,7	-1076,1

Valori massimi:



Ten.massima CLS = 84,7 daN/cm<sup>2</sup> < Ten. lim. CLS Ok

Ten.massima acciaio = -1076,1 daN/cm<sup>2</sup> < Ten. lim. acciaio Ok

- Combinazioni di tipo: **SLE condizioni frequenti.**

Fessure: Wk amm. < 0,3 mm

Sezioni maggiormente sollecitate:

Pl.	Cmb.	Palo	Quota (cm)	N (daN)	M (daN cm)	Wk (mm)
547	128	547	0,0	-111945,6	913667,6	0,0000

Valori massimi:

Fessure Wk massima = 0,0 mm < Wk amm. Ok

- Combinazioni di tipo: **SLE condizioni quasi permanenti.**

Tensione lim. CLS = 149,4 daN/cm<sup>2</sup>

Fessure: Wk amm. < 0,2 mm

Sezioni maggiormente sollecitate:

Pl.	Cmb.	Palo	Quota (cm)	N (daN)	M (daN cm)	Ten.SLE C (daN/cm <sup>2</sup> )	Wk (mm)
547	132	547	0,0	-112593,9	842312,8	-67,4	0,00

Valori massimi:

Ten.massima CLS = 67,4 daN/cm<sup>2</sup> < Ten. lim. CLS Ok

Fessure Wk massima = 0,0 mm < Wk amm. Ok

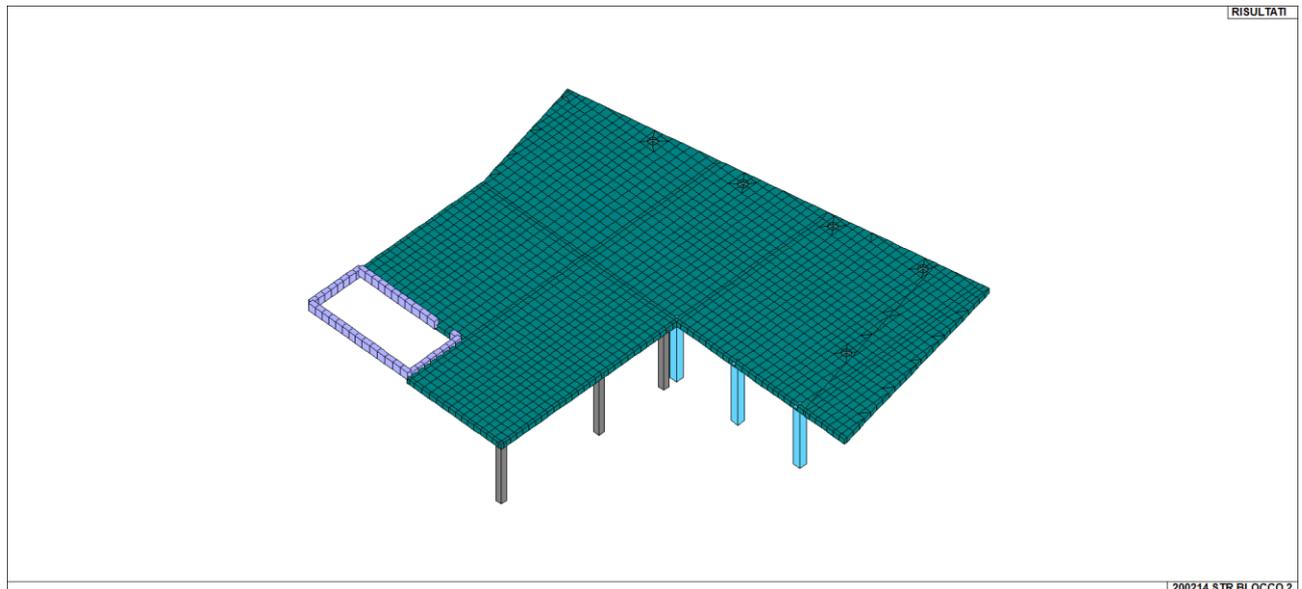
L'ampiezza delle fessure e le tensioni in esercizio risultano minori dei limiti di normativa pertanto **le verifiche a SLE risultano soddisfatte.**



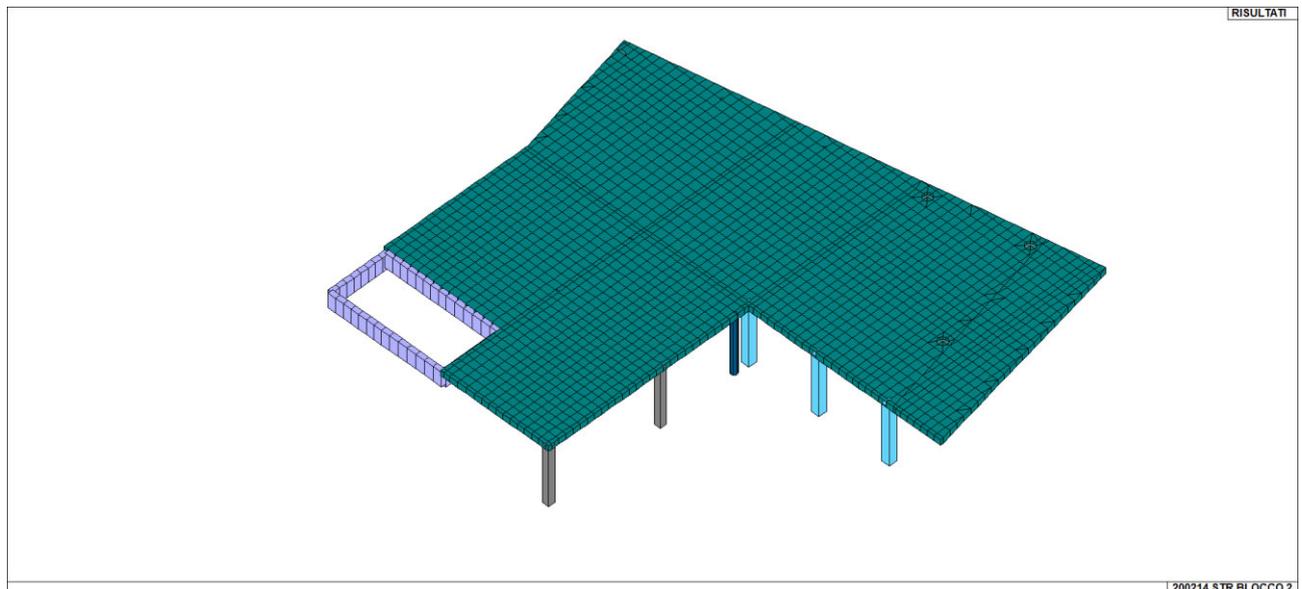
### 23. VERIFICA SOLAIO PRIMO PIANO

Calcestruzzo: C32/40

Elementi platea Spessore 36 cm



Solaio P1



Solaio P2

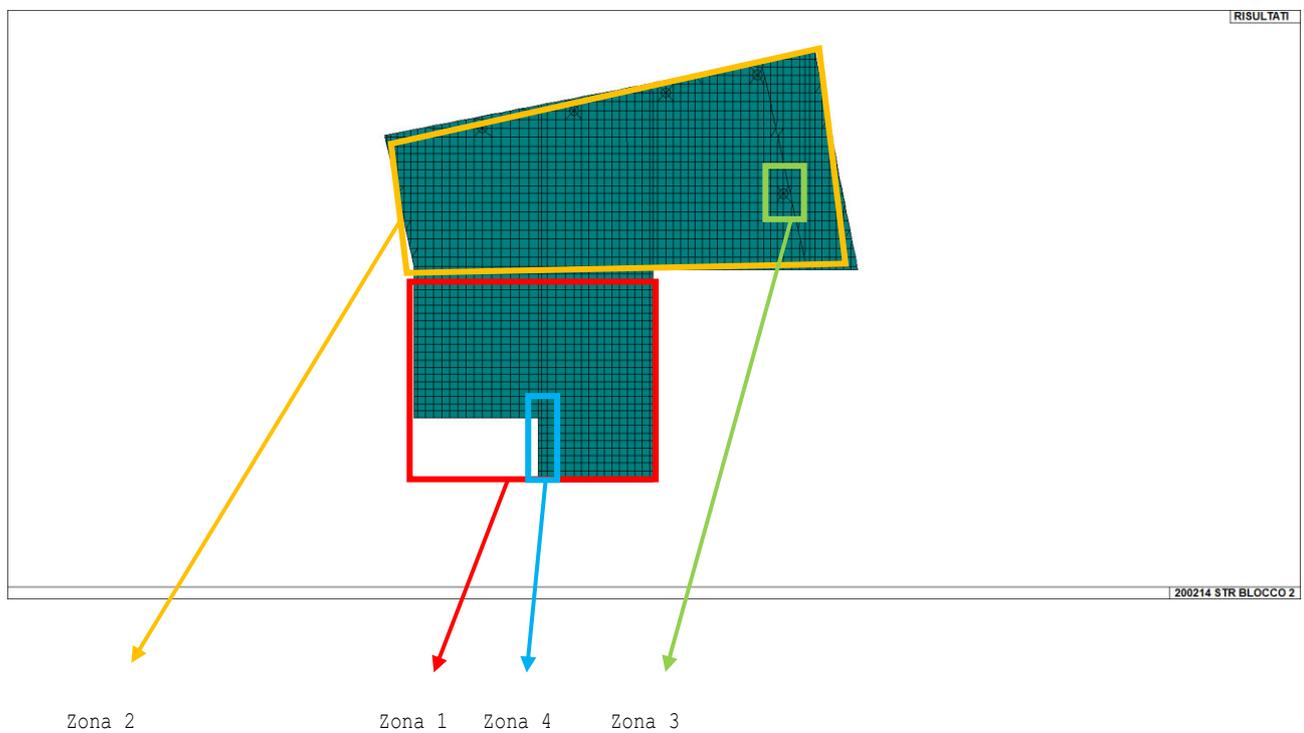
Si è valutata l'armatura minima come da §4.1.6.1.1 delle NT. L'armatura minima è calcolata come  $A_{s,min} = 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,16\% \rightarrow 100 * 36 * 0,0016 = 5,76 \text{ cm}^2$ . Si è scelto di utilizzare come armatura di base  $12,18 \text{ cm}^2$  che corrisponde a



1φ16/16,5.

Per le verifiche si sono individuate 3 macro zone:

- Zona 1 - verifica armatura di base;
- Zona 2 - verifica armatura di base e integrativa;
- Zona 3 - verifica armatura integrativa pilastri;
- Zona 4 - verifica armatura integrativa vano scala.



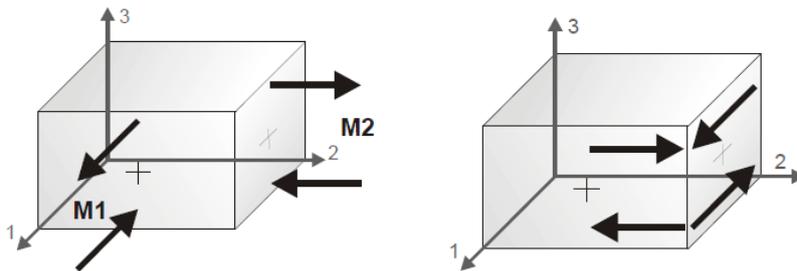
N.B. Le verifiche di seguito riportate sono relative solamente al solaio P1 essendo quello più sollecitato. Le armature calcolate sono da ritenersi valide anche per il solaio P2.



Si riportano le 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:

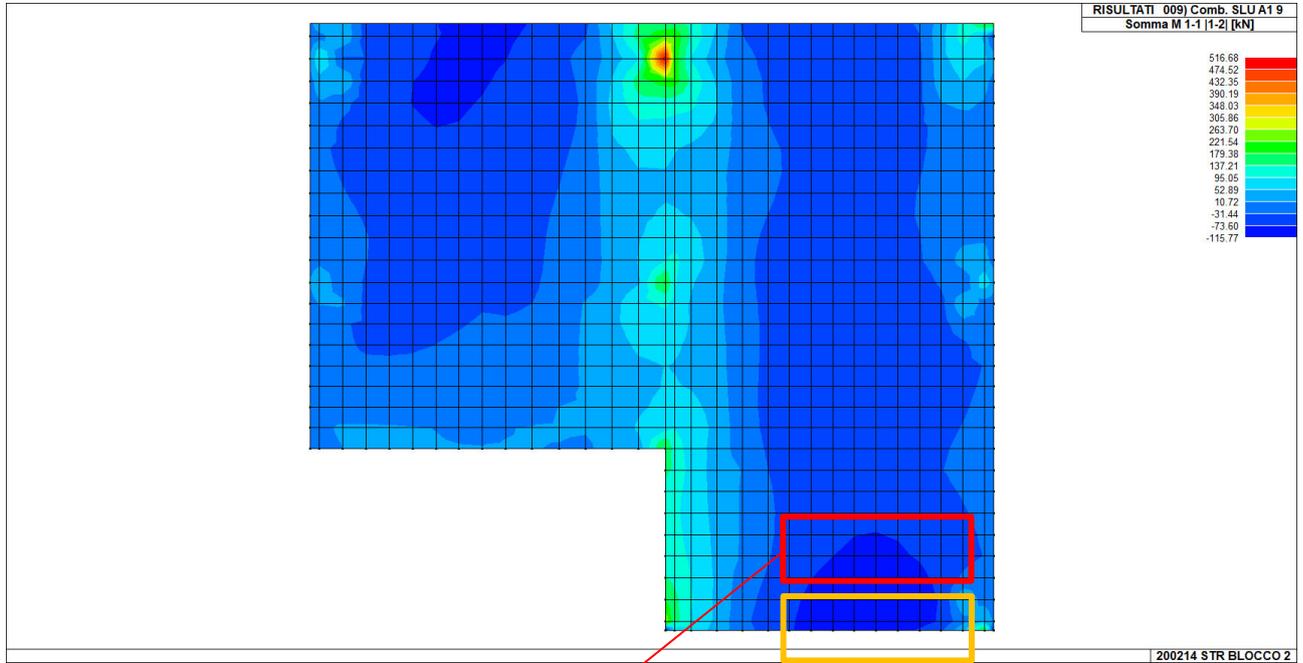
- Somma M1-1 |1-2| - Mappa cromatica delle azioni ottenute dalla somma delle azioni M1-1 in direzione x e della rispettiva azione torcente M1-2 presa in valore assoluto;
- Somma M2-2 |1-2| - Mappa cromatica delle azioni ottenute dalla somma delle azioni M2-2 in direzione y e della rispettiva azione torcente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



**23.1 ZONA 1 - VERIFICA ARMATURA DI BASE Ø16/16.5**

Si riportano le sollecitazioni maggiori tra le due direzioni:

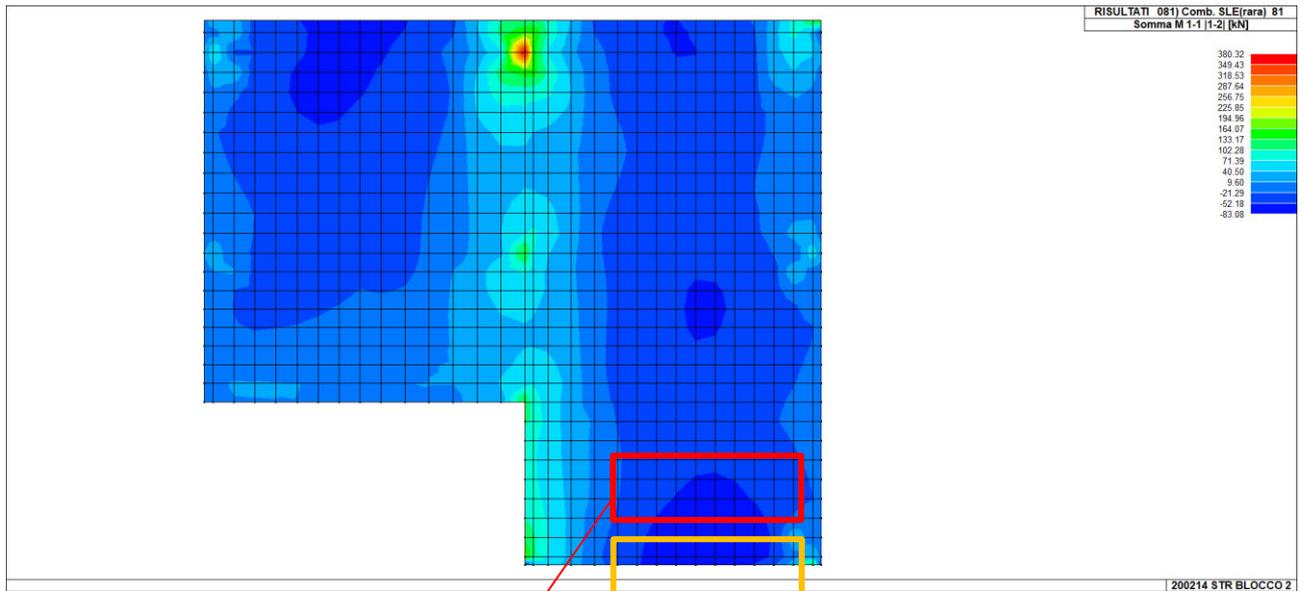
MOMENTO MIN SLU



Il momento negativo massimo in campata vale 90 kNm/m.

Il momento negativo massimo sul cordolo laterale vale 116 kNm/m.

MOMENTO MIN SLE - RARA

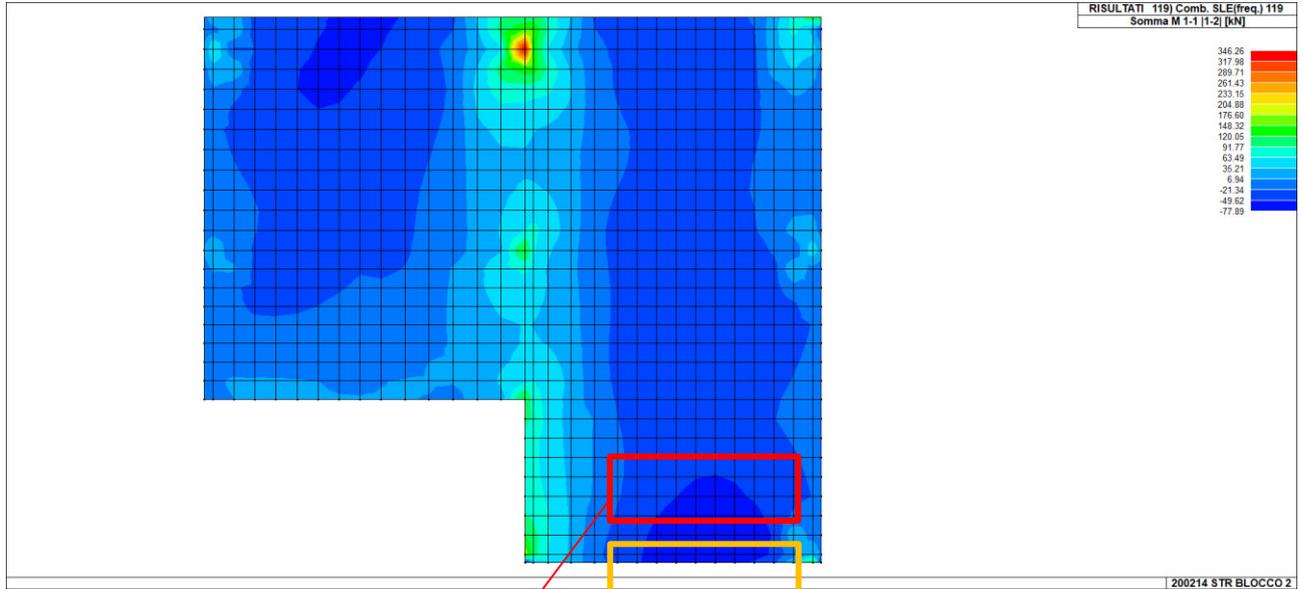


Il momento massimo negativo in campata vale 65 kNm/m.

Il momento massimo negativo sul cordolo laterale vale 83 kNm/m.



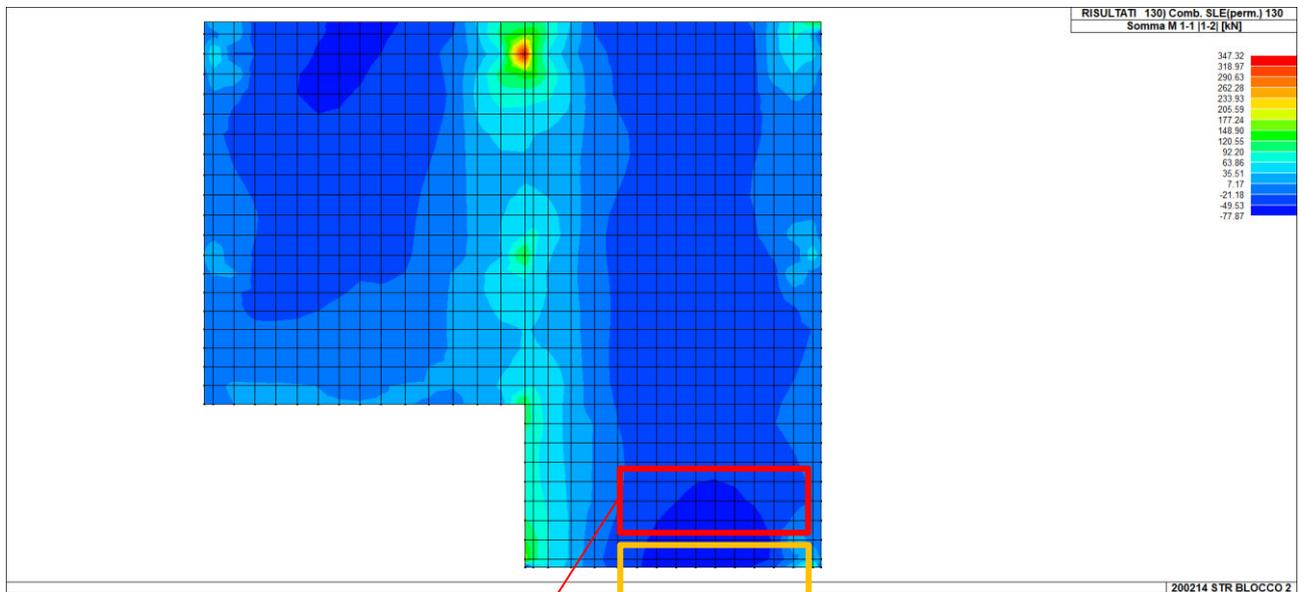
MOMENTO MIN SLE - FREQUENTE



Il momento negativo massimo in campata vale 61 kNm/m.

Il momento negativo massimo in campata vale 78 kNm/m.

MOMENTO MIN SLE - PERMANENTE



Il momento negativo massimo in campata vale 61 kNm/m.

Il momento negativo massimo sul cordolo laterale vale 78 kNm/m.

23.1.1 VERIFICHE IN CAMPATA

Essendo presenti degli elementi di alleggerimento all'interno della soletta, la sezione resistente in campata è un doppio T avente larghezza 66cm e anima 14 cm. I valori delle sollecitazioni ottenuti dal calcolo sono



distribuiti al metro lineare, pertanto per effettuare la verifica allo si sono moltiplicati i valori delle sollecitazioni per 0,66. Si ottiene  $0,66 \cdot 90 = 60$  kNm.

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: 1

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

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

N° Vertici  Zoom N° barre  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

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

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

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

Tipo rottura  
 Lato acciaio - Acciaio elastico

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

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

N° rett.

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

Precompresso

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

M<sub>xRd</sub>  kN m  
 $\sigma_c$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 $\delta$





23.1.2 VERIFICHE SUL CORDOLO LATERALE

VERIFICA SLU

VERIFICA TRAVE SLU SLE										
VERIFICA SOLAIO P1 - Cordolo laterale - DIR X INF										
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		$\epsilon_{sd}$	0.186%
Larghezza trave	$b_w$	100 [cm]		<b>Calcestruzzo</b>	$f_{ck}$	32 [Mpa]	$\gamma_c$	1.5	$f_{cd}$	18.1 [Mpa]
Altezza	H	36 [cm]		C32/40	$R_{ck}$	40 [Mpa]	$\alpha_{cc}$	0.85	$f_{ctm}$	3.0 [Mpa]
Coprifetto asse armatura compressa	$c'$	5.4 [cm]		$E_c$	33346 [Mpa]	Tensione in comb. Rara		$f_{cd,risa}$	19.2 [Mpa]	
Coprifetto 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	30.6 [cm]								

VERIFICA FLESSIONE SLU										
CALCOLA $M_{ed}$										
x	4.49									
x/d	0.147									
$\epsilon_s$	2.04%									
Rottura lato calcestruzzo - Acciaio snervato										
$N_{ed}$	0 [kN]			Armatura compressa	$n^*$	6.06	$\phi$	16	Area	12.18
$M_{ed}$	116 [kNm]			Armatura Tesa	$n^*$	6.06	$\phi$	16	Area	12.18
$M_{Rd}$	143.4 [kNm]	81%			$A_s$	12.18 [cm <sup>2</sup> ]			$A_s$	12.18 [cm <sup>2</sup> ]
$\sigma'_s$	-150 [Mpa]			$\mu=A's/A_s$	100.00%	$\rho=A's/bd$	0.34%	OK	$\rho=As/bd$	0.34%
$\sigma_s$	391 [Mpa]								$\rho_{min}$	0.17%
									$\rho_{max}$	1.12%

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

VERIFICHE SLE

VERIFICA SLE										
Coefficiente di omogenizzazione	$\eta_0$	15		<b>Combinazione rara</b>						
<u>Sezione interamente reagente</u>				Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	83 [kNm]			<b>Limitazioni e tensioni</b>	
Asse neutro	x	18.00 [cm]		Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	6.2 [Mpa]			<b>0.33</b>	
Inerzia sezione interamente reagente	I	446832 [cm <sup>4</sup> ]		Tensione armatura sup	$\sigma_{s'}$	-33			<b>0.09</b>	
Momento prima fessurazione	$M_{cr}$	75 [kNm]		Tensione armatura inf	$\sigma_s$	248 [Mpa]			<b>0.69</b>	
<u>Sezione fessurata</u>				Deformazione unitaria	$\epsilon_{sm}$	0.09% [-]				
Asse neutro	$x_p$	8.4 [cm]		Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	0.274 [mm]				
Inerzia sezione parzializzata	$I_p$	111475 [cm <sup>4</sup> ]		<b>Combinazione frequente</b>						
Tensione armatura in trazione	$\sigma_s$	224 [Mpa]		Momento sollecitante	$M_{ed,f}$	78 [kNm]				
Altezza efficace calcestr. zona tesa	$h_{c,ef}$	6.0 [cm]		Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	5.9 [Mpa]				
Area di calcestruzzo nella zona tesa	$A_{ct}$	600 [cm <sup>2</sup> ]		Tensione armatura sup	$\sigma_{s'}$	-31				
			k1	0.8	Tensione armatura inf	$\sigma_s$	233 [Mpa]			
Armatura minima per fessurazione	$A_{s,min}$	8.09 [cm <sup>2</sup> ]	k2	0.5	Deformazione unitaria	$\epsilon_{sm}$	0.08% [-]			
percentuale armatura minima	$\rho_{s,min}$	0.02 [-]	k3	3.4	Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	0.251 [mm]			
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	187 [mm]	k4	0.425	<b>Combinazione quasi permanente</b>					
					Momento sollecitante	$M_{ed,q}$	78 [kNm]	<b>Limitazioni e tensioni</b>		
					Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	5.9 [Mpa]	<b>0.41</b>		
					Tensione armatura sup	$\sigma_{s'}$	-31			
					Tensione armatura inf	$\sigma_s$	233 [Mpa]			
					Deformazione unitaria	$\epsilon_{sm}$	0.08% [-]			
					Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	0.251 [mm]			

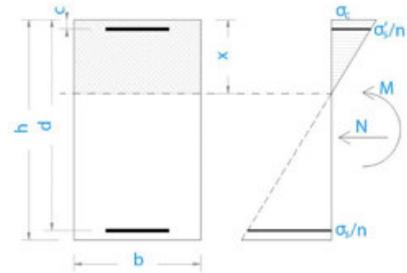
L'ampiezza delle fessure e le tensioni in esercizio ( $<1$ ) risultano minori dei limiti di normativa pertanto **le verifiche a SLE risultano soddisfatte.**



VERIFICA CAMPO ELASTICO

**VERIFICA SEZIONE CAMPO ELASTICO**

Diagramma calcestruzzo		triangolo-rett.			
Defomazione 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	$x$	9	[cm]		
Inerzia sezione	$I$	142599	[cm <sup>4</sup> ]		
tensione calcestruzzo	$\sigma_c$	-7.55	[Mpa]	$< f_{cd}$	<b>OK</b>
tensione acciaio superiore	$\sigma'_s$	-64	[Mpa]	$< f_{yd}$	<b>OK</b>
Defomazione acciaio superiore	$\epsilon'_s$	0.03%	[Mpa]	$< 0.186\%$	<b>OK</b>
tensione acciaio inferiore	$\sigma_s$	351	[Mpa]	$< f_{yd}$	<b>OK</b>
Defomazione acciaio inferiore	$\epsilon_s$	0.17%	[Mpa]	$< 0.186\%$	<b>OK</b>

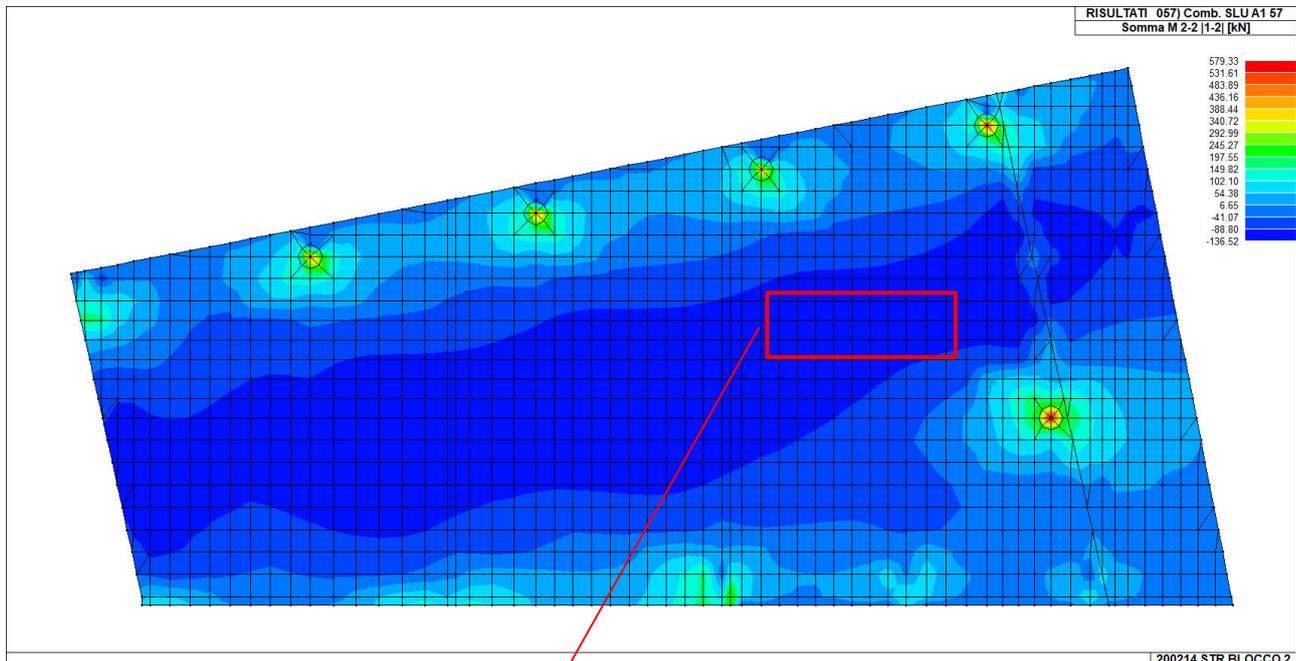


La sezione si trova in campo elastico.

23.2 ZONA 2 - VERIFICA ARMATURA DI BASE

Si riportano le sollecitazioni maggiori tra le due direzioni.

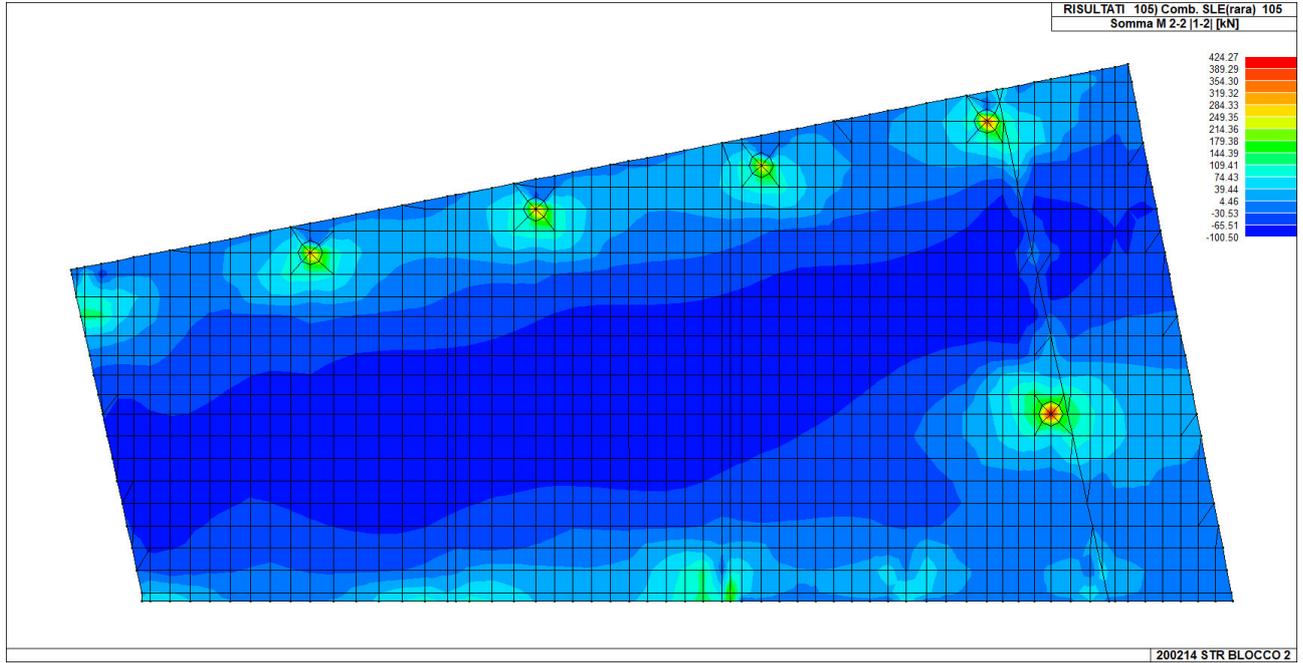
MOMENTO MIN SLU



Il momento negativo massimo in campata vale 137 kNm/m.

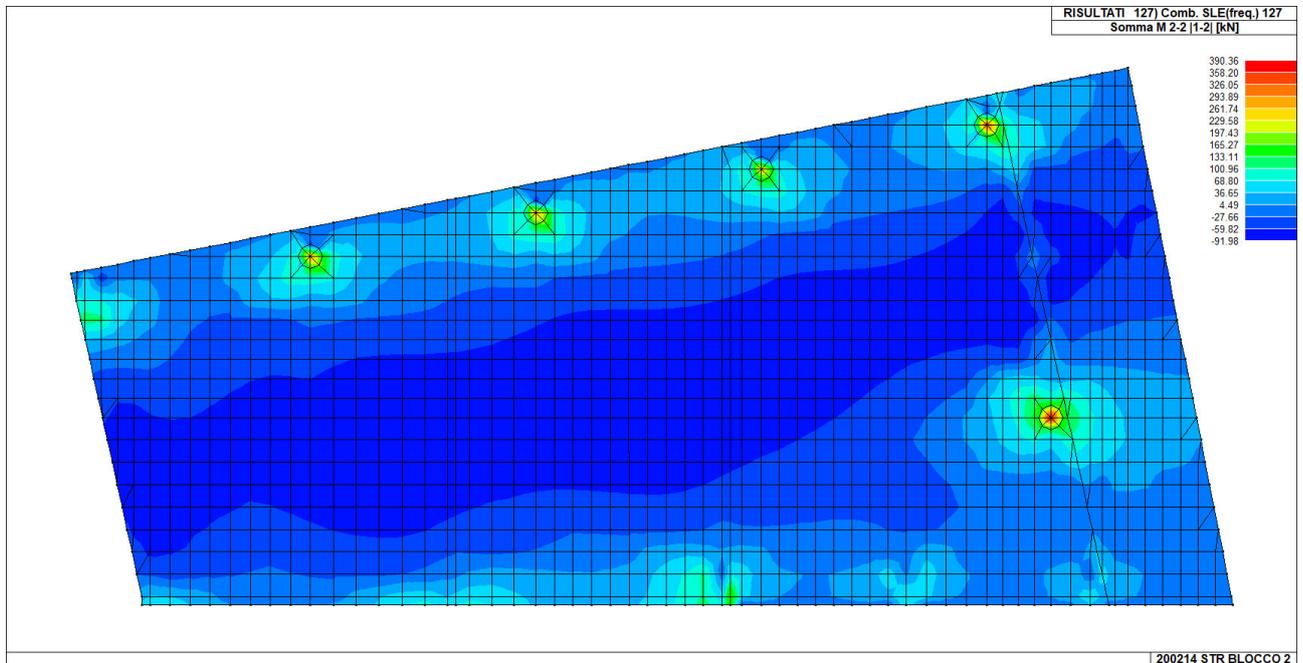


MOMENTO MIN SLE - RARA



Il momento negativo massimo in campata vale 100 kNm/m.

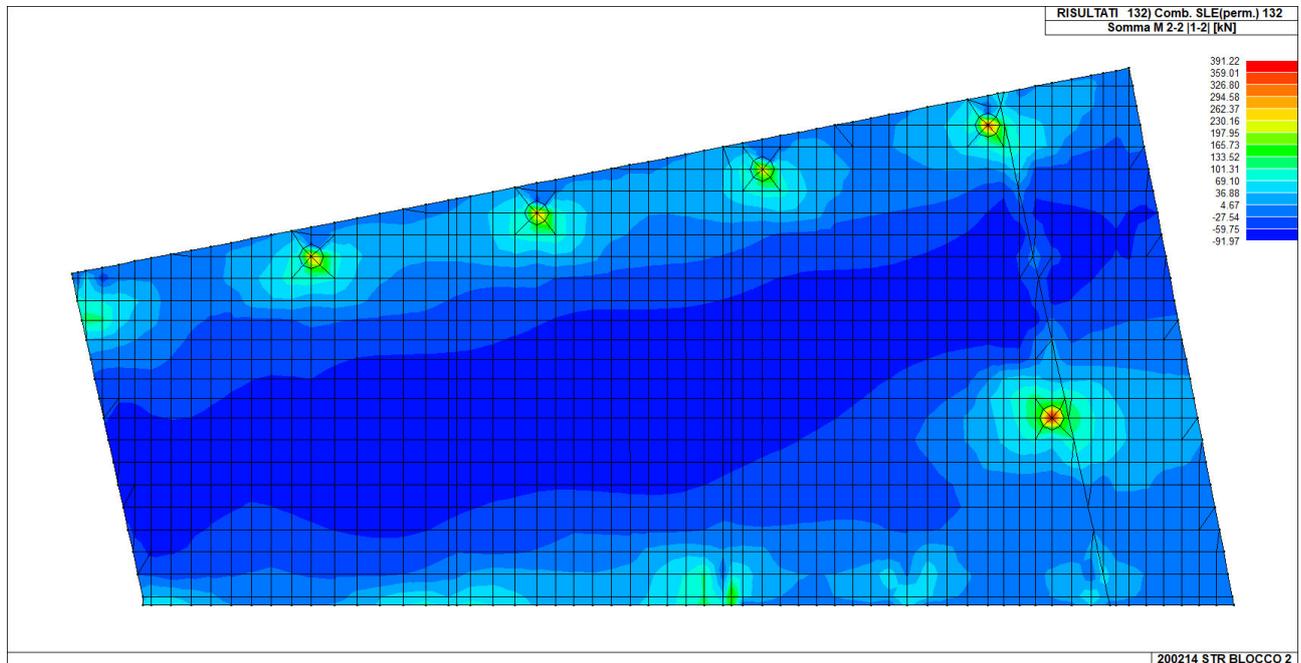
MOMENTO MIN SLE - FREQUENTE



Il momento negativo massimo in campata vale 92 kNm/m.



MOMENTO MIN - SLE PERMANENTE



Il momento negativo massimo in campata vale 92 kNm/m.

Essendo presenti degli elementi di alleggerimento all'interno della soletta, la sezione resistente in campata è un doppio T avente larghezza 66cm e anima 14 cm. I valori delle sollecitazioni ottenuti dal calcolo sono distribuiti al metro lineare, pertanto per effettuare la verifica allo si sono moltiplicati i valori delle sollecitazioni per 0,66. Si ottiene  $0,66 \cdot 137 = 90$  kNm.



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: 1

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

TITOLO :

N° Vertici  Zoom N° barre  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

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura: **Lato acciaio - Acciaio elastico**

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

Tipo flessione:  Retta  Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

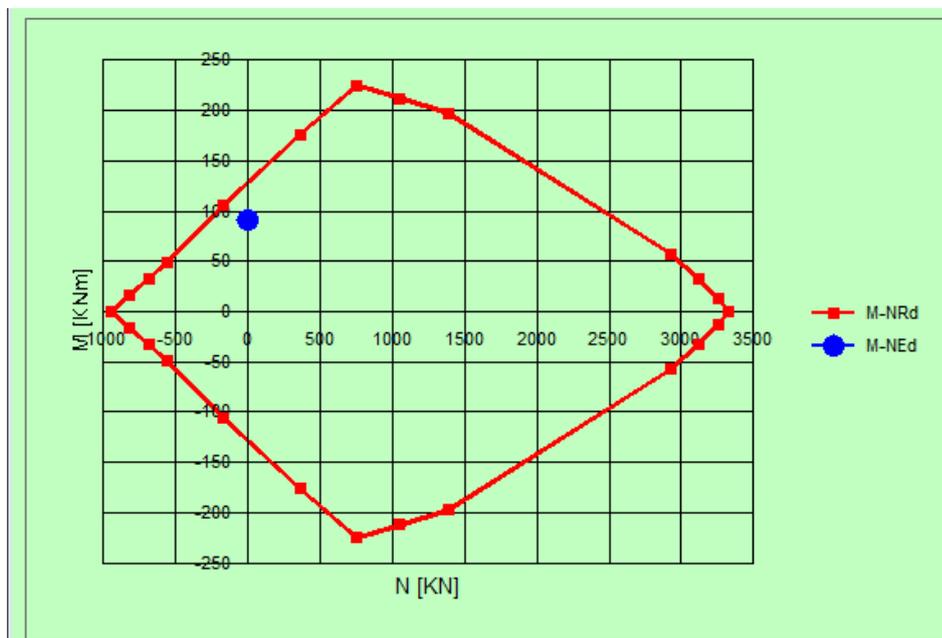
L<sub>0</sub>  cm Col. modello

Precompresso

Materiali: **B450C** **C32/40**

$\epsilon_{su}$  **1,86** ‰  $\epsilon_{c2}$  **1,8** ‰  
 $f_{yd}$  **391,3** N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  **1,8** ‰  
 $E_s$  **210.000** N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  **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/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  **0,7333**  
 $\tau_{c1}$  **2,114**

M<sub>xRd</sub>  kN m  
 $\sigma_c$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
d  cm  
x  x/d   
 $\delta$







Verifica C.A. S.L.U. - File: 1

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

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

N° Vertici  Zoom N° barre  Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	24,37	33	5,4
2	66	0	2	12,18	33	30,6
3	66	8				
4	40	8				
5	40	28				
6	66	28				

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

Diagramma di sezione:

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

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

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

Tipologia flessione:  
 Retta  Deviata

N° rett.

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

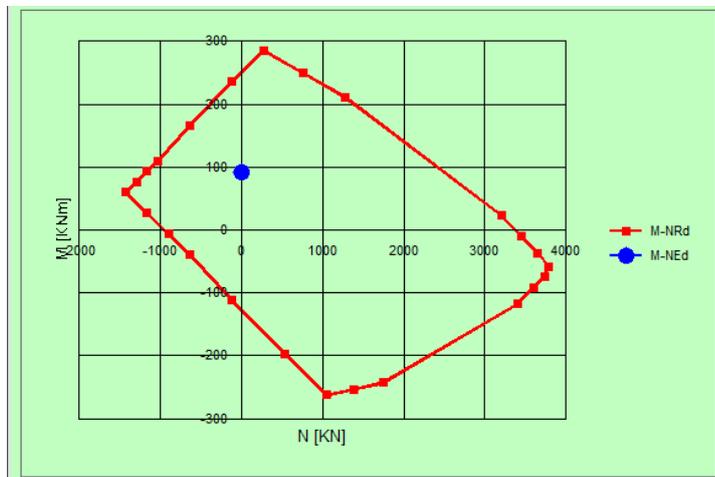
Precompresso

Materiali: B450C C32/40

ε <sub>su</sub> <b>1,86</b> ‰	ε <sub>c2</sub> <b>1,8</b> ‰
f <sub>yd</sub> <b>391,3</b> N/mm <sup>2</sup>	ε <sub>cu</sub> <b>1,8</b> ‰
E <sub>s</sub> <b>210.000</b> N/mm <sup>2</sup>	f <sub>cd</sub> <b>18,13</b>
E <sub>s</sub> /E <sub>c</sub> <b>15</b>	f <sub>cc</sub> /f <sub>cd</sub> <b>0,8</b> ?
ε <sub>syd</sub> <b>1,863</b> ‰	σ <sub>c,adm</sub> <b>12,25</b>
σ <sub>s,adm</sub> <b>255</b> N/mm <sup>2</sup>	τ <sub>co</sub> <b>0,7333</b>
	τ <sub>c1</sub> <b>2,114</b>

M<sub>xRd</sub>  kNm

σ<sub>c</sub>  N/mm<sup>2</sup>  
σ<sub>s</sub>  N/mm<sup>2</sup>  
ε<sub>c</sub>  ‰  
ε<sub>s</sub>  ‰  
d  cm  
x  x/d   
δ



	n°	φ	Area		n°	φ	Area
Armatura	6.06	16	12.18		Armatura	6.06	16
compressa					Tesa	6.06	16
		A's	12.18 [cm²]			As	24.37 [cm²]
	μ=A's/As	50.00%	p'=A's/bd	0.34%	<b>OK</b>	p=As/bd	0.68%
						ρ <sub>min</sub>	0.17%
						ρ <sub>max</sub>	1.12%

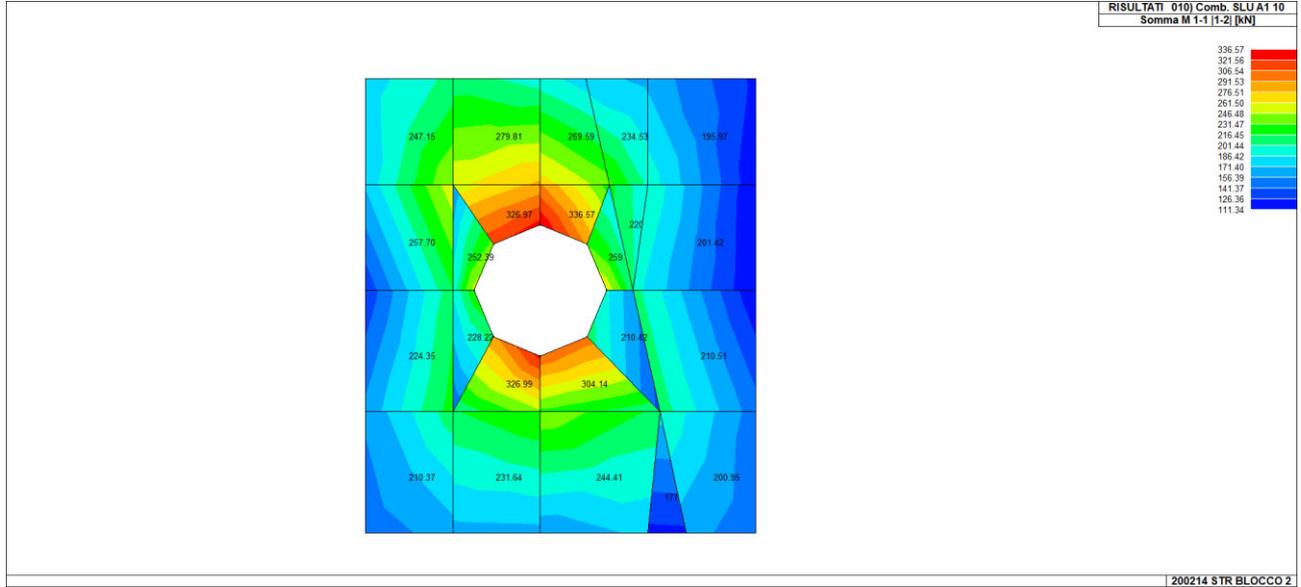
L'armatura integrativa (da sommare all'armatura di base) è costituita da una maglia di φ10/16,5 inferiore in direzione X e Y. **Le verifiche a SLU risultano soddisfatte.**





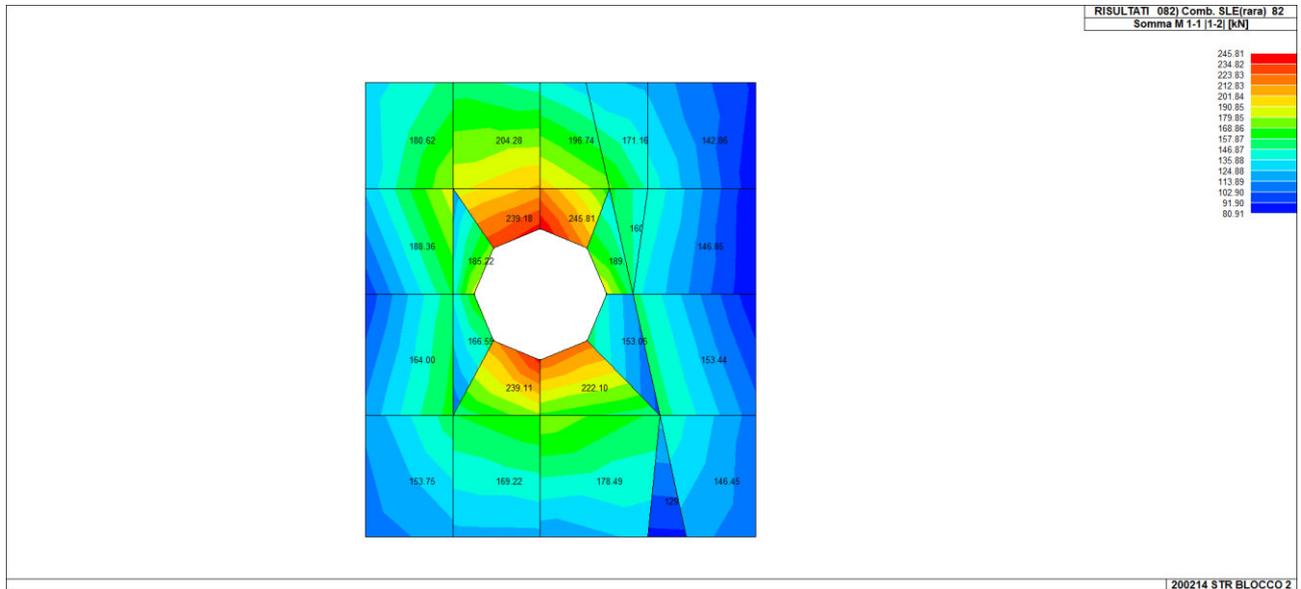
23.3.1 SOLLECITAZIONI POSITIVE MASSIME

MOMENTO MAX SLU



Si è considerato il valore medio di 284 kNm/m.

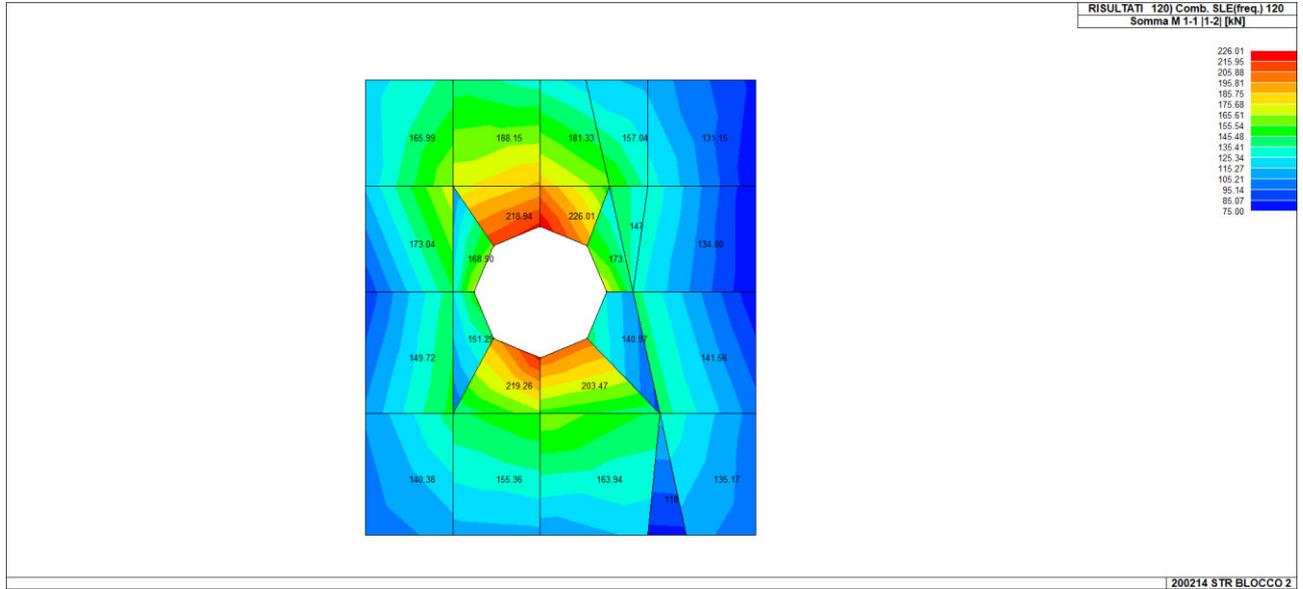
MOMENTO MAX SLE - RARA



Si è considerato il valore medio di 207 kNm/m.

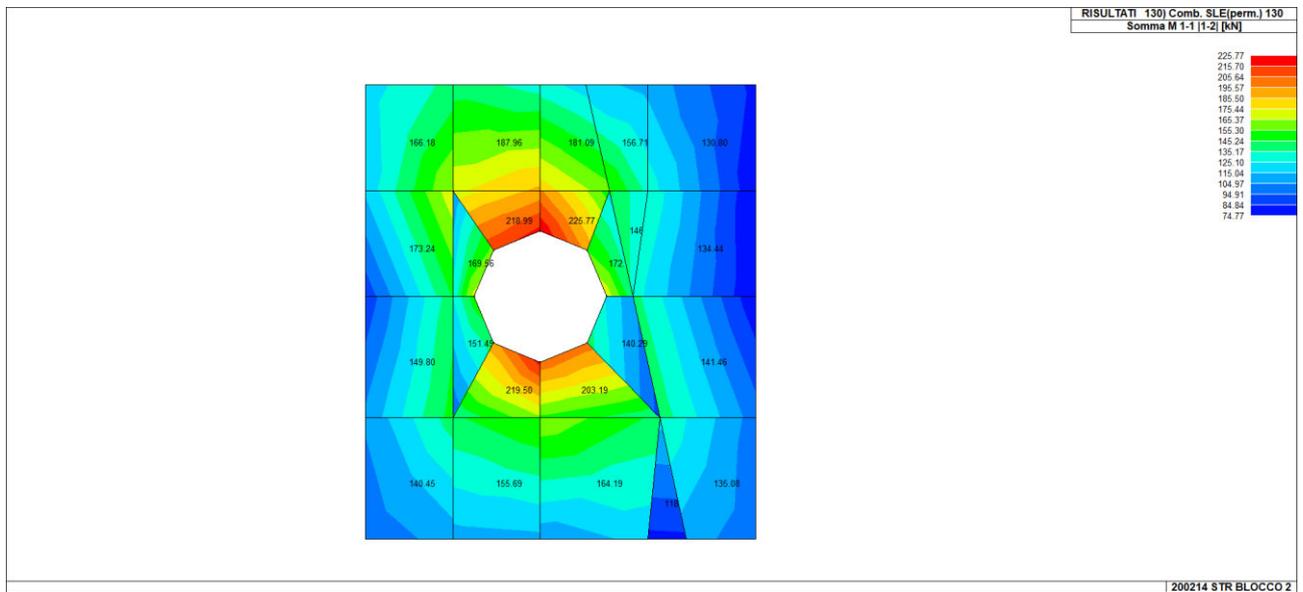


MOMENTO SLE - FREQUENTE



Si è considerato il valore medio di 190 kNm/m.

MOMENTO SLE - PERMANENTE



Si è considerato il valore medio di 190 kNm/m.



Si riportano le verifiche effettuate:

VERIFICA SLU

VERIFICA TRAVE SLU SLE				MATERIALI						
VERIFICA SOLAIO P1 ZONA 3 - DIR X SUP										
SEZIONE										
				<b>Acciaio</b>	$f_{yk}$	450 [Mpa]	$\nu_s$	1.15	$f_{yd}$	391.3 [Mpa]
				B450C	$E_s$	210000 [Mpa]			$\epsilon_{yd}$	0.186%
Larghezza trave	$b_u$	100 [cm]		<b>Calcestruzzo</b>			Tensione in comb. Rara	$f_{yd,rara}$	360 [Mpa]	
Altezza	H	36 [cm]		C32/40	$f_{ck}$	32 [Mpa]	$\nu_c$	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			
<b>CALCOLA <math>M_{ed}</math></b>			
x	6.40		
x/d	0.209		
es	1.32%		
Rottura lato calcestruzzo - Acciaio snervato			

$N_{ed}$	0 [kN]									
$M_{ed}$	284 [kNm]			Armatura compressa	$n'$	6.06	$\phi$	16	Area	12.18
$M_{Rd}$	333.6 [kNm]	85%				6.06		16		12.18
$\sigma'_s$	115 [Mpa]						A's		24.37 [cm <sup>2</sup> ]	
$\sigma_s$	391 [Mpa]						$\mu=A's/A_s$	78.05%	$\rho=A's/bd$	0.68%
									OK	
									$\rho_{min}$	0.17%
									$\rho_{max}$	1.45%

Le verifiche a SLU risultano soddisfatte.

VERIFICHE SLE

VERIFICA SLE			
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_0$	15	
<b>Sezione interamente reagente</b>			
Asse neutro	x	18.29 [cm]	
Inerzia sezione interamente reagente	I	520806 [cm <sup>4</sup> ]	
Momento prima fessurazione	$M_{cr}$	89 [kNm]	
<b>Sezione fessurata</b>			
Asse neutro	$x_p$	11.6 [cm]	
Inerzia sezione parzializzata	$I_p$	235146 [cm <sup>4</sup> ]	
Tensione armatura in trazione	$\sigma_s$	108 [Mpa]	
Altezza efficace calcestr. zona tesa	$h_{c,ef}$	5.9 [cm]	
Area di calcestruzzo nella zona tesa	$A_{ct}$	590 [cm <sup>2</sup> ]	
Armatura minima per fessurazione	$A_{s,min}$	16.52 [cm <sup>2</sup> ]	k1 0.8
percentuale armatura minima	$\rho_{s,min}$	0.05 [-]	k2 0.5
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	142 [mm]	k3 3.4
			k4 0.425

Combinazione rara			
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	207 [kNm]	Limitazione tensioni
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	10.2 [Mpa]	0.53
Tensione armatura sup	$\sigma_{s'}$	-81	0.23
Tensione armatura inf	$\sigma_s$	252 [Mpa]	0.70
Deformazione unitaria	$\epsilon_{s,m}$	0.11% [-]	
Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	0.255 [mm]	

Combinazione frequente			
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	190 [kNm]	
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	9.3 [Mpa]	
Tensione armatura sup	$\sigma_{s'}$	-75	
Tensione armatura inf	$\sigma_s$	231 [Mpa]	
Deformazione unitaria	$\epsilon_{s,m}$	0.10% [-]	
Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	0.231 [mm]	

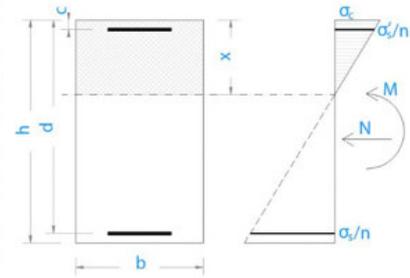
Combinazione quasi permanente			
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	190 [kNm]	Limitazione tensioni
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	9.3 [Mpa]	0.65
Tensione armatura sup	$\sigma_{s'}$	-75	
Tensione armatura inf	$\sigma_s$	231 [Mpa]	
Deformazione unitaria	$\epsilon_{s,m}$	0.10% [-]	
Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	0.231 [mm]	

L'ampiezza delle fessure e le tensioni in esercizio (<1) risultano minori dei limiti di normativa pertanto le verifiche a SLE risultano soddisfatte.



VERIFICA CAMPO ELASTICO

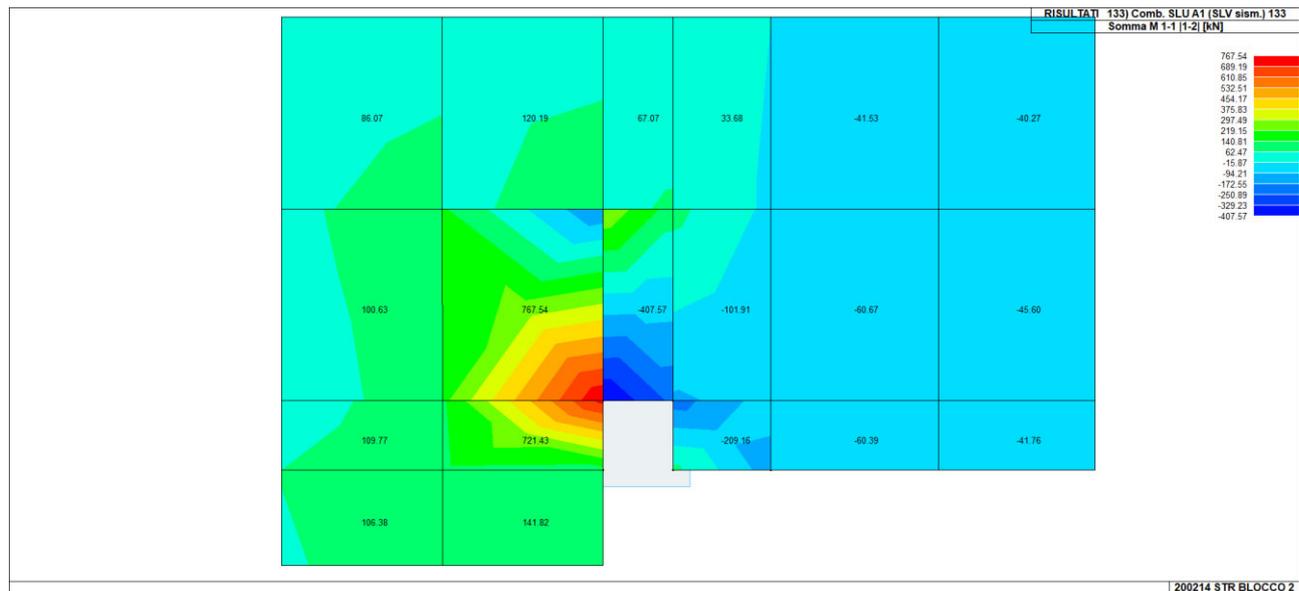
VERIFICA SEZIONE CAMPO ELASTICO					
Diagramma calcestruzzo		triangolo-rett.			
Deformazione elastica	$\epsilon_{cy}$	0.18%	[-]		
Modulo elastico calcestruzzo	$E_{cy}$	10362	[Mpa]	$f_{cd}/E_{cy}$	
Coefficiente di omogenizzazione	$n_0$	20	[-]	$E_s/E_{cy}$	
Asse neutro	$x$	13	[cm]		
Inerzia sezione	$I$	297294	[cm <sup>4</sup> ]		
tensione calcestruzzo	$\sigma_c$	-11.99	[Mpa]	$< f_{cd}$	OK
tensione acciaio superiore	$\sigma'_s$	-139	[Mpa]	$< f_{yd}$	OK
Deformazione acciaio superiore	$\epsilon'_s$	0.07%	[Mpa]	$< 0.186\%$	OK
tensione acciaio inferiore	$\sigma_s$	349	[Mpa]	$< f_{yd}$	OK
Deformazione acciaio inferiore	$\epsilon_s$	0.17%	[Mpa]	$< 0.186\%$	OK



La sezione si trova in campo elastico.

23.3.2 SOLLECITAZIONI NEGATIVE MASSIME

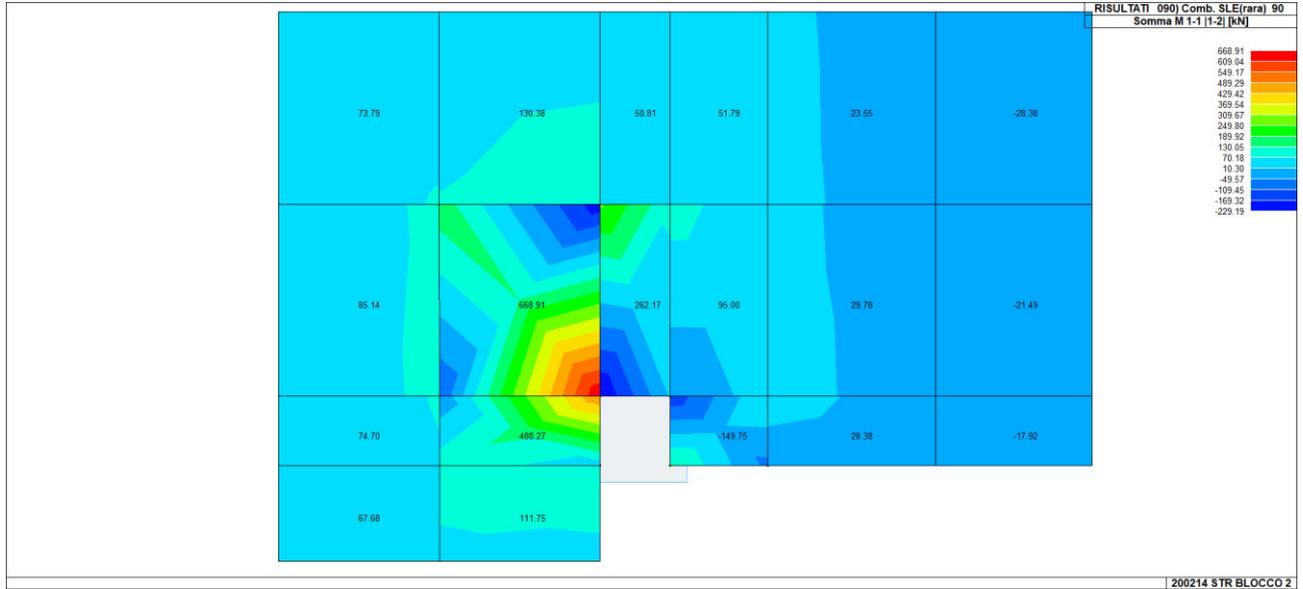
MOMENTO MIN SLU



Si è considerato un valore medio di 239 kNm/m.

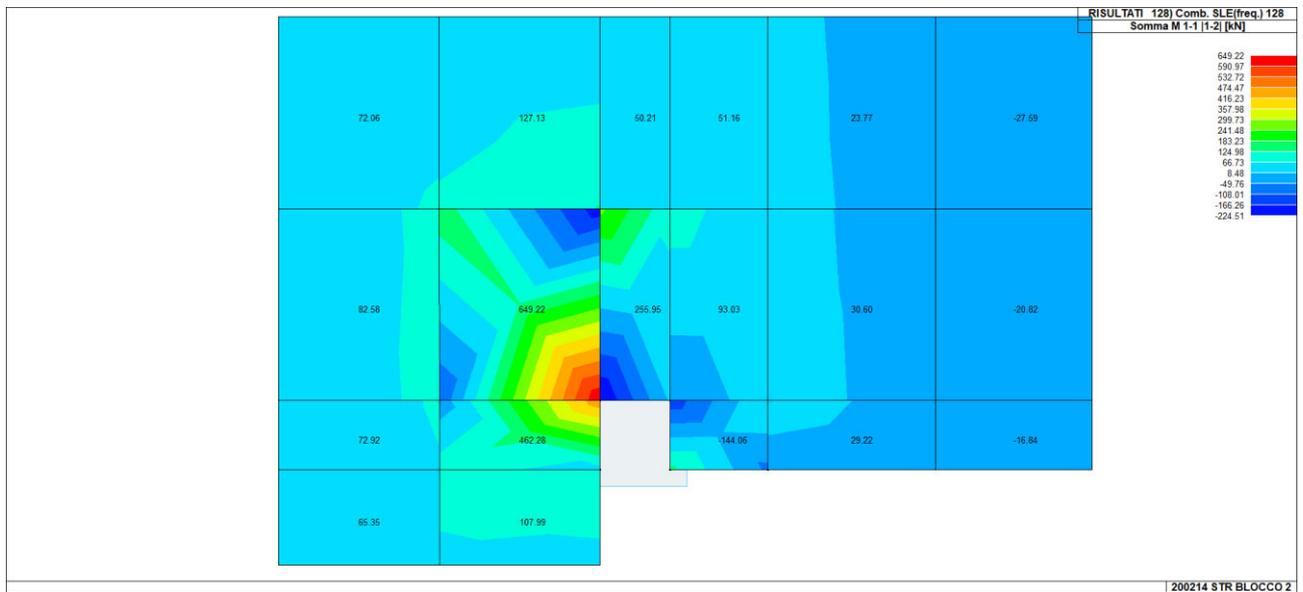


MOMENTO MIN SLE - RARA



Si è considerato un valore medio di 149 kNm/m.

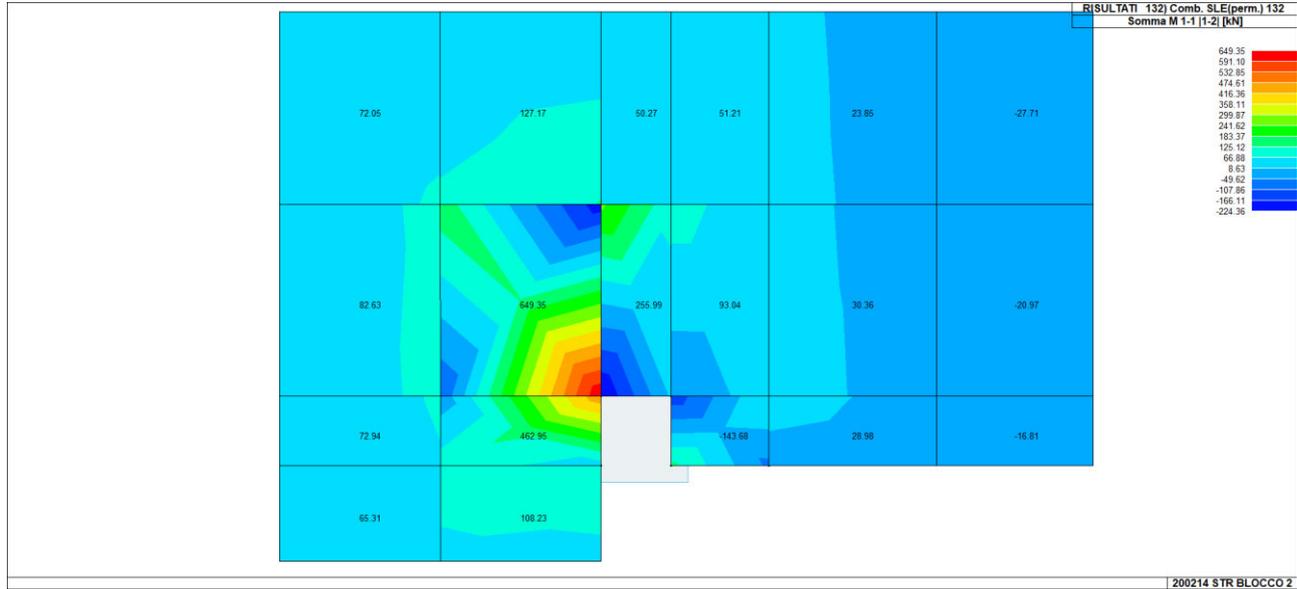
MOMENTO MIN SLE - FREQUENTE



Si è considerato un valore medio di 145 kNm/m.



MOMENTO MIN SLE - PERMANENTE



Si è considerato un valore medio di 144 kNm/m.

Si riportano le verifiche effettuate:

VERIFICA SLU

VERIFICA TRAVE SLU SLE											
VERIFICA SOLAIO P1 ZONA 3 - DIR X INF											
SEZIONE				MATERIALI							
				<b>Acciaio</b>	$f_{yk}$	450 [Mpa]	$v_s$	1.15	$f_{yd}$	391.3 [Mpa]	
				B450C	$E_s$	210000 [Mpa]			$\epsilon_{yd}$	0.186%	
Larghezza trave	$b_w$	100 [cm]					Tensione in comb. Rara		$f_{yd,rara}$	360 [Mpa]	
Altezza	H	36 [cm]									
				<b>Calcestruzzo</b>							
Coprifetto asse armatura compressa	$c'$	5.4 [cm]		C32/40	$f_{ck}$	32 [Mpa]	$\gamma_c$	1.5	$f_{cd}$	18.1 [Mpa]	
Coprifetto asse armatura tesa	c	5.4 [cm]			$R_{ck}$	40 [Mpa]	$\alpha_{cc}$	0.85	$f_{ctm}$	3.0 [Mpa]	
Altezza utile	d	30.6 [cm]			$E_c$	33346 [Mpa]	Tensione in comb. Rara		$f_{cd,rara}$	19.2 [Mpa]	
					$\epsilon_{cu}$	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	5.69										
x/d	0.186										
es	1.53%										
Rottura lato calcestruzzo - Acciaio snervato											
$N_{Ed}$	0 [kN]			Armatura	$n'$	6.06	$\phi$	16	Area	12.18	
$M_{Ed}$	239 [kNm]			compressa	6.06	20			Armatura	6.06	
									Tesa	6.06	
										16	
										12.18	
$M_{Rd}$	265.6 [kNm]		90%								
$\sigma'_s$	38 [Mpa]				$A's$	31.22 [cm <sup>2</sup> ]				$A_s$	24.37 [cm <sup>2</sup> ]
$\sigma_s$	391 [Mpa]			$\mu=A's/A_s$	128.13%	$\rho'=A's/bd$	0.87%	OK		$\rho=A_s/bd$	0.68% OK
				$p_{min}$	0.17%		$p_{max}$	1.65%			

Le verifiche a SLU risultano soddisfatte.



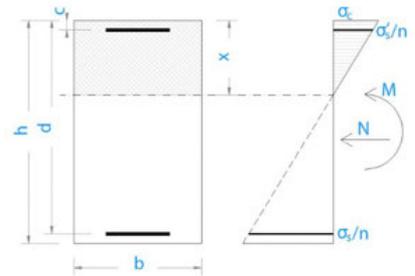
VERIFICHE SLE

VERIFICA SLE					
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_0$	15			
<b>Sezione interamente reagente</b>					
Asse neutro	$x$	17.71 [cm]			
Inerzia sezione interamente reagente	$I$	520806 [cm <sup>4</sup> ]			
Momento prima fessurazione	$M_{cr}$	86 [kNm]			
<b>Sezione fessurata</b>					
Asse neutro	$x_p$	10.2 [cm]			
Inerzia sezione parzializzata	$I_p$	198283 [cm <sup>4</sup> ]			
Tensione armatura in trazione	$\sigma_s$	133 [Mpa]			
Altezza efficace calcestr. zona tesa	$h_{c,ef}$	6.1 [cm]			
Area di calcestruzzo nella zona tesa	$A_{ct}$	610 [cm <sup>2</sup> ]	$k_1$	0.8	
Armatura minima per fessurazione	$A_{s,min}$	13.88 [cm <sup>2</sup> ]	$k_2$	0.5	
percentuale armatura minima	$\rho_{s,min}$	0.04 [-]	$k_3$	3.4	
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	148 [mm]	$k_4$	0.425	
<b>Combinazione rara</b>					
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	149 [kNm]			Limitazione tensioni
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	7.7 [Mpa]			<b>0.40</b>
Tensione armatura sup	$\sigma_s$	-54 [Mpa]			<b>0.15</b>
Tensione armatura inf	$\sigma_s$	230 [Mpa]			<b>0.64</b>
Deformazione unitaria	$\epsilon_{s,m}$	0.09% [-]			
Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	<b>0.230</b> [mm]			
<b>Combinazione frequente</b>					
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	144 [kNm]			
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	7.4 [Mpa]			
Tensione armatura sup	$\sigma_s$	-52 [Mpa]			
Tensione armatura inf	$\sigma_s$	222 [Mpa]			
Deformazione unitaria	$\epsilon_{s,m}$	0.09% [-]			
Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	<b>0.221</b> [mm]			
<b>Combinazione quasi permanente</b>					
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	144 [kNm]			Limitazione tensioni
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	7.4 [Mpa]			<b>0.51</b>
Tensione armatura sup	$\sigma_s$	-52 [Mpa]			
Tensione armatura inf	$\sigma_s$	222 [Mpa]			
Deformazione unitaria	$\epsilon_{s,m}$	0.09% [-]			
Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	<b>0.221</b> [mm]			

L'ampiezza delle fessure e le tensioni in esercizio ( $<1$ ) risultano minori dei limiti di normativa pertanto **le verifiche a SLE risultano soddisfatte.**

VERIFICHE 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 omogeneizzazione	$n_0$	20	[-]	$E_s/E_{cy}$	
Asse neutro	$x$	11 [cm]			
Inerzia sezione	$I$	253932 [cm <sup>4</sup> ]			
tensione calcestruzzo	$\sigma_c$	-10.39 [Mpa]		$< f_{cd}$	<b>OK</b>
tensione acciaio superiore	$\sigma'_s$	-108 [Mpa]		$< f_{yd}$	<b>OK</b>
Deformazione acciaio superiore	$\epsilon'_s$	0.05% [Mpa]		$< 0.186\%$	<b>OK</b>
tensione acciaio inferiore	$\sigma_s$	373 [Mpa]		$< f_{yd}$	<b>OK</b>
Deformazione acciaio inferiore	$\epsilon_s$	0.18%		$< 0.186\%$	<b>OK</b>



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

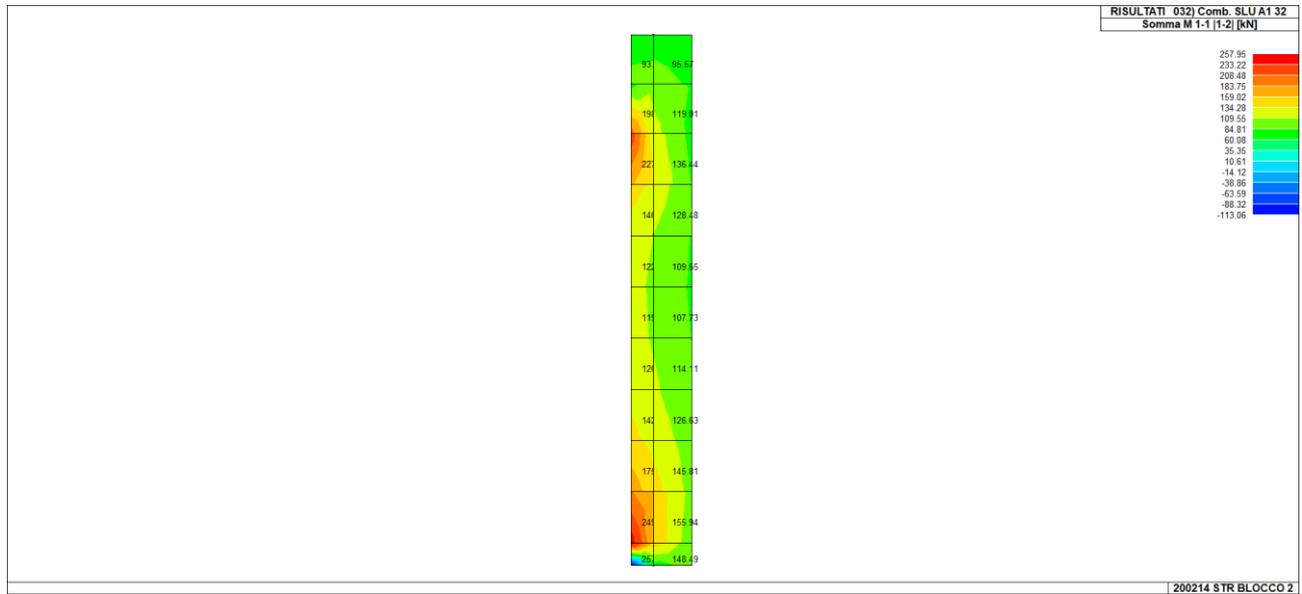
23.4 ZONA 4 - VERIFICA ARMATURA DI BASE + INTEGRATIVA

L'armatura integrativa è disposta perpendicolarmente al bordo del vano scala ed è costituita da barre  $\phi 16/8,25$ .

Si riportano le verifiche delle zone più sollecitate.

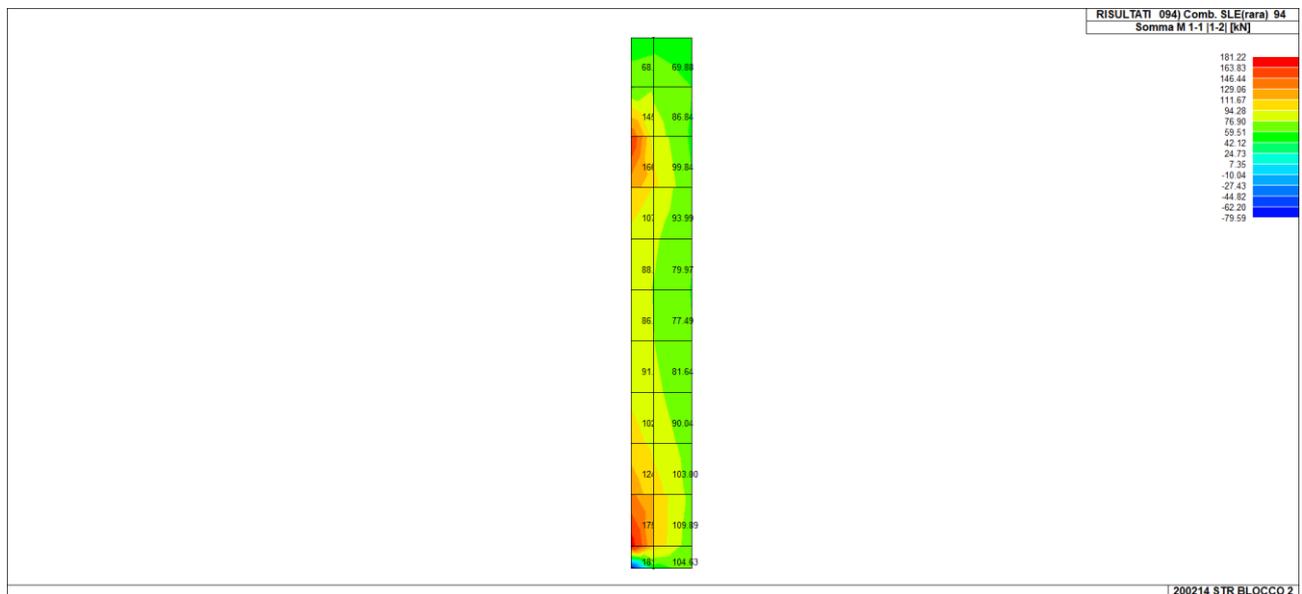


MOMENTO MAX SLU



Il massimo momento positivo è pari a 258 kNm/m.

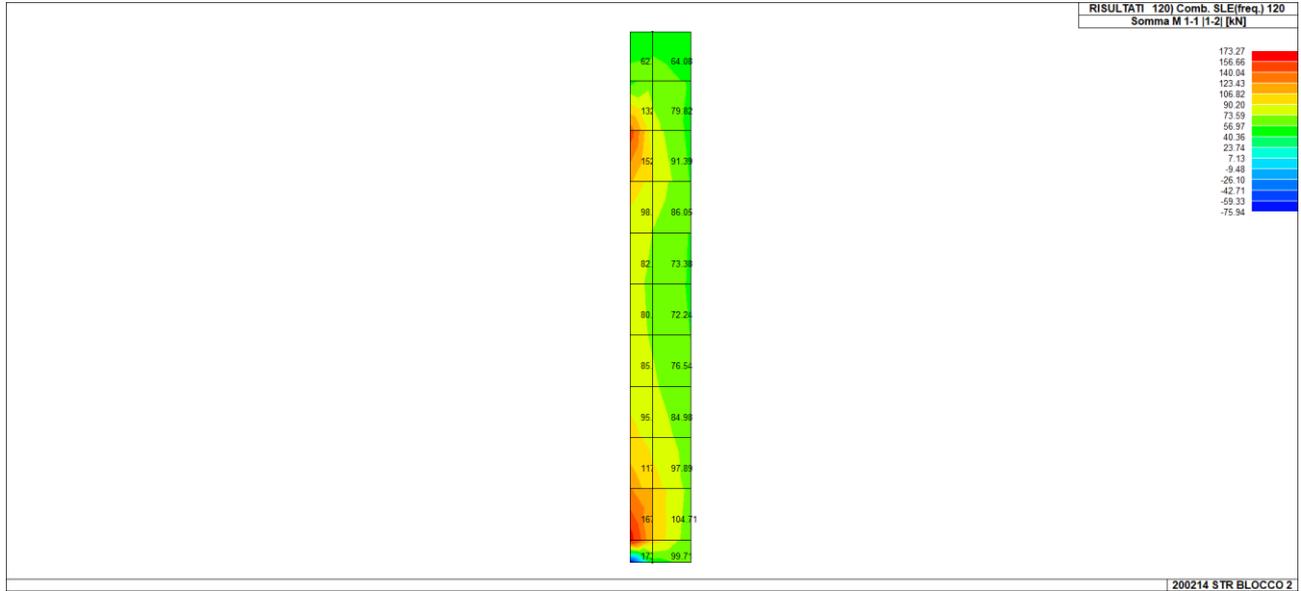
MOMENTO MAX SLE - RARA



Il massimo momento positivo è pari a 181 kNm/m.

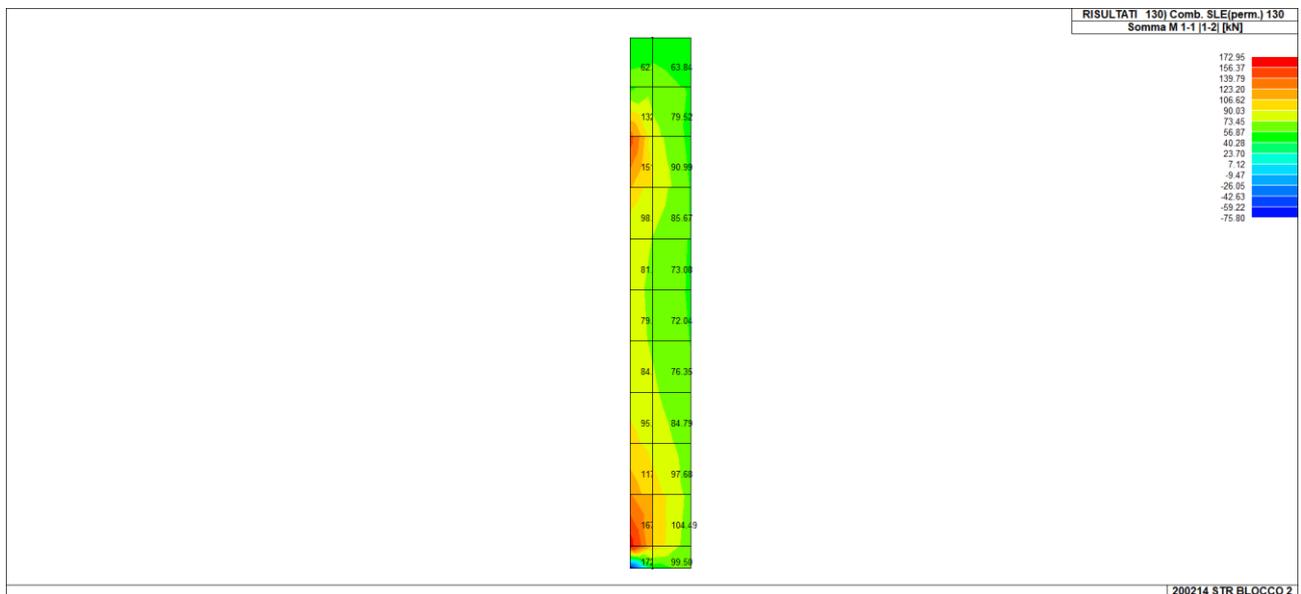


MOMENTO MAX SLE - FREQUENTE



Il massimo momento positivo è pari a 173 kNm/m.

MOMENTO MAX SLE - PERMANENTE



Il massimo momento positivo è pari a 173 kNm/m.



Si riportano le verifiche effettuate:

VERIFICA SLU

VERIFICA TRAVE SLU SLE VERIFICA SOLAIO P1 4 - DIR X SUP												
SEZIONE				MATERIALI								
				Acciaio	$f_{yk}$	450 [Mpa]	$\gamma_s$	1.15	$f_{yd}$	391.3 [Mpa]		
				B450C	$E_s$	210000 [Mpa]	Tensione in comb. Rara		$\epsilon_{ys}$	0.186%		
Larghezza trave	$b_u$	100 [cm]								$f_{yd,rara}$	360 [Mpa]	
Altezza	H	36 [cm]								$f_{cd}$	18.1 [Mpa]	
Coprietto asse armatura compressa	$c'$	5.4 [cm]								$\alpha_{cc}$	0.85	
Coprietto asse armatura tesa	c	5.4 [cm]								$f_{ctm}$	3.0 [Mpa]	
Altezza utile	d	30.6 [cm]								Tensione in comb. Rara	$f_{cd,rara}$	19.2 [Mpa]
				Calcestruzzo	$f_{ck}$	32 [Mpa]	$\gamma_c$	1.5	$f_{cd}$	18.1 [Mpa]		
				C32/40	$R_{ck}$	40 [Mpa]	$\alpha_{cc}$	0.85	$f_{ctm}$	3.0 [Mpa]		
					$E_c$	33346 [Mpa]	Tensione in comb. Q. P.		$f_{cd,Q.P.}$	0.45 [Mpa]		
					$\epsilon_{cu}$	0.35%						

VERIFICA FLESSIONE SLU									
CALCOLA $M_{rd}$									
x	7.84								
x/d	0.256								
es	1.02%								
Rottura lato calcestruzzo - Acciaio snervato									

$N_{ed}$	0 [kN]	$n^*$	$\phi$	Area	$n^*$	$\phi$	Area			
$M_{ed}$	253 [kNm]	Armatura compressa	6.06	16	12.18	Armatura Tesa	6.06	16	12.18	
$M_{Rd}$	385.1 [kNm]						12.12	16	24.37	
$\sigma_s$	229 [Mpa]			A's	12.18 [cm <sup>2</sup> ]			As	36.55 [cm <sup>2</sup> ]	
$\sigma_s$	391 [Mpa]			$\mu=A's/As$	33.33%	$\rho=A's/bd$	0.34%	$\rho=As/bd$	1.02% <b>OK</b>	
							$\rho_{min}$	0.17%	$\rho_{max}$	1.12%

L'armatura integrativa (da sommare all'armatura di base) è costituita da  $\phi 16/8,25$ . **Le verifiche a SLU risultano soddisfatte.**

VERIFICHE SLE

VERIFICA SLE									
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_0$	15							
<u>Sezione interamente reagente</u>									
Asse neutro	x	19.06 [cm]							
Inerzia sezione interamente reagente	I	499966 [cm <sup>4</sup> ]							
Momento prima fessurazione	$M_{cr}$	89 [kNm]							
<u>Sezione fessurata</u>									
Asse neutro	$x_p$	12.9 [cm]							
Inerzia sezione parzializzata	$I_p$	253612 [cm <sup>4</sup> ]							
Tensione armatura in trazione	$\sigma_s$	93 [Mpa]							
Altezza efficace calcestr. zona tesa	$h_{c,ef}$	5.6 [cm]							
Area di calcestruzzo nella zona tesa	$A_{ct}$	565 [cm <sup>2</sup> ]	k1	0.8					
Armatura minima per fessurazione	$A_{s,min}$	18.28 [cm <sup>2</sup> ]	k2	0.5					
percentuale armatura minima	$\rho_{s,min}$	0.06 [-]	k3	3.4					
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	133 [mm]	k4	0.425					

Combinazione rara				Limitazione tensioni
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	181 [kNm]		<b>0.48</b>
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	9.2 [Mpa]		<b>0.22</b>
Tensione armatura sup	$\sigma_s$	-80		<b>0.53</b>
Tensione armatura inf	$\sigma_s$	189 [Mpa]		
Deformazione unitaria	$\epsilon_{sm}$	0.08% [-]		
Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	<b>0.175</b> [mm]		

Combinazione frequente				Limitazione tensioni
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	173 [kNm]		<b>0.61</b>
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	8.8 [Mpa]		
Tensione armatura sup	$\sigma_s$	-77		
Tensione armatura inf	$\sigma_s$	181 [Mpa]		
Deformazione unitaria	$\epsilon_{sm}$	0.07% [-]		
Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	<b>0.166</b> [mm]		

Combinazione quasi permanente				Limitazione tensioni
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	173 [kNm]		<b>0.61</b>
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	8.8 [Mpa]		
Tensione armatura sup	$\sigma_s$	-77		
Tensione armatura inf	$\sigma_s$	181 [Mpa]		
Deformazione unitaria	$\epsilon_{sm}$	0.07% [-]		
Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	<b>0.166</b> [mm]		

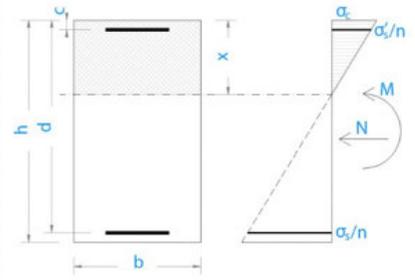
L'ampiezza delle fessure e le tensioni in esercizio ( $<1$ ) risultano minori dei limiti di normativa pertanto **le verifiche a SLE risultano soddisfatte.**



VERIFICA CAMPO ELASTICO

**VERIFICA SEZIONE CAMPO ELASTICO**

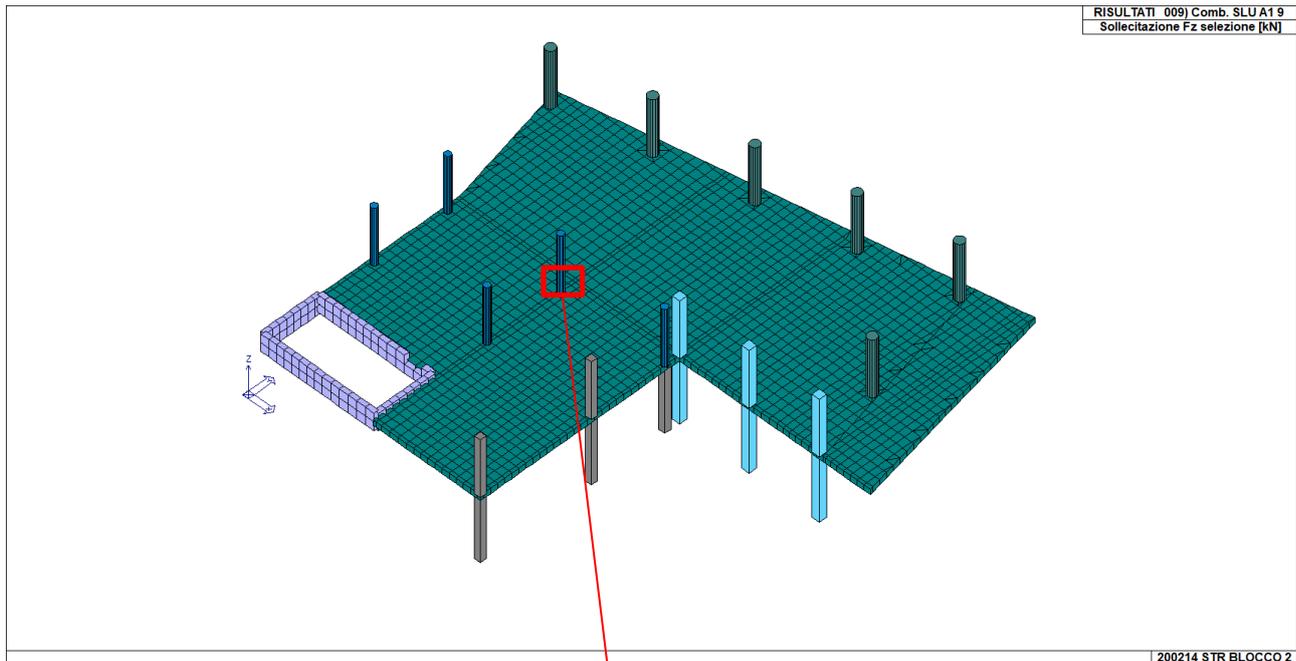
Diagramma calcestruzzo		triangolo-rett				
Deformazione elastica	$\epsilon_{cy}$	0.18%	[-]			
Modulo elastico calcestruzzo	$E_{cy}$	10362	[Mpa]	$f_{cd}/E_{cy}$		
Coefficiente di omogenizzazione	$n_0$	20	[-]	$E_s/E_{cy}$		
Asse neutro	$x$	14	[cm]			
Inerzia sezione	$I$	313808	[cm <sup>4</sup> ]			
tensione calcestruzzo	$\sigma_c$	-11.41	[Mpa]	$< f_{cd}$	<b>OK</b>	
tensione acciaio superiore	$\sigma'_s$	-143	[Mpa]	$< f_{yd}$	<b>OK</b>	
Deformazione acciaio superiore	$\epsilon'_s$	0.07%	[Mpa]	$< 0.186\%$	<b>OK</b>	
tensione acciaio inferiore	$\sigma_s$	269	[Mpa]	$< f_{yd}$	<b>OK</b>	
Deformazione acciaio inferiore	$\epsilon_s$	0.13%	[Mpa]	$< 0.186\%$	<b>OK</b>	



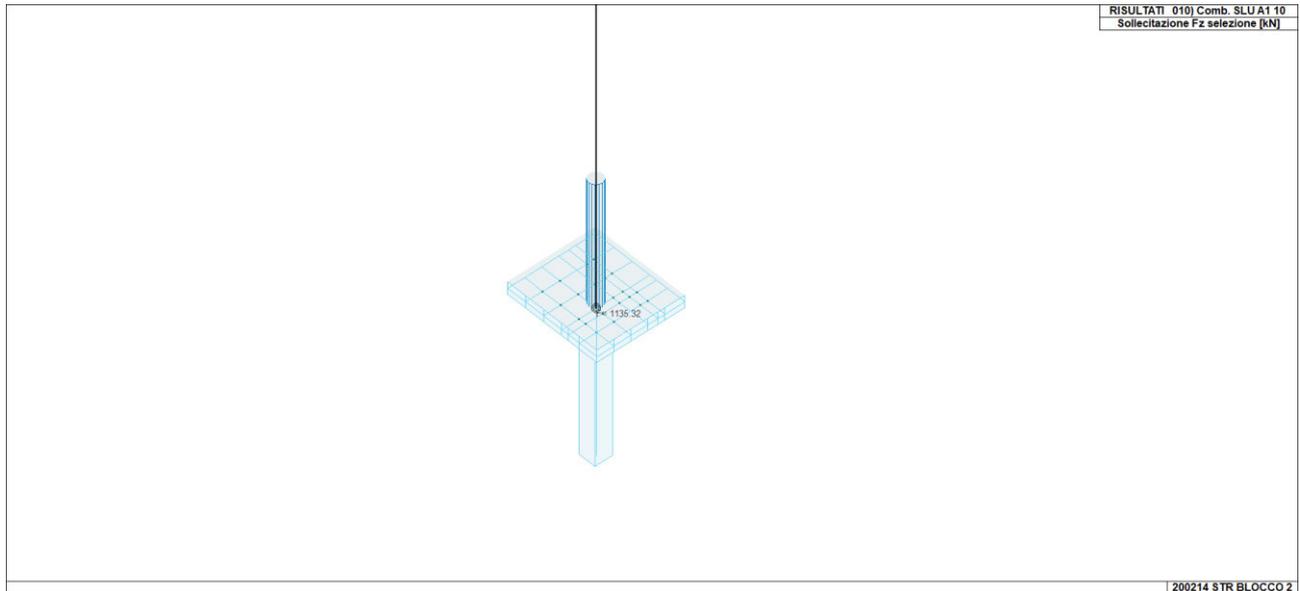
La sezione si trova in campo elastico.

23.5 VERIFICHE A PUNZONAMENTO

23.5.1 PUNZONAMENTO PILASTRO INTERNO

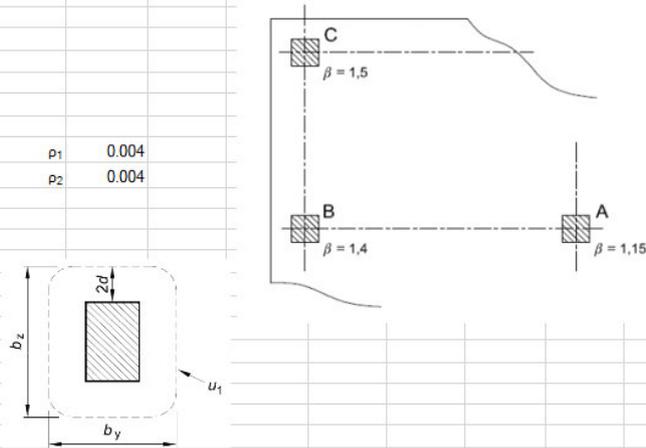


Per il pilastro interno la reazione massima che si ha all'interfaccia pilastro-pilastro è pari 1135 kN.



Si riporta la verifica:

VERIFICA PUNZONAMENTO UNI EN 1992-1-1:2005 par 6.4 e 9.4.3		SOLAIO P1 PILASTRO INTERNO $\phi 40$		MATERIALI								
<b>pilastro interno</b>	$\beta$	1.15	[-]	<b>Acciaio</b>	$f_{yk}$	450	[Mpa]	$v_s$	1.15	$f_{yd}$	391.3	[Mpa]
Dimensione pilastro <i>perpend</i> bordo	$c_1$	40	[cm]	B450C	$E_s$	210000	[Mpa]	$\epsilon_s$		0.19%		
Dimensione pilastro <i>parall</i> bordo	$c_2$	40	[cm]	<b>Calcestruzzo</b>								
Perimetro pilastro	$u_0$	160	[cm]	C32/40	$f_{ck}$	32	[Mpa]	$\gamma_c$	1.5	$f_{cd}$	18.1	[Mpa]
Altezza sezione	H	36	[cm]		$R_{ck}$	40	[Mpa]	$\alpha_{cc}$	0.85	$f_{ctm}$	3.0	[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	$u_1$	545	[cm]									
Coefficiente	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]									
Coefficiente	k	1.81	[-]									
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	1135	[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	$u_0$	160	[cm]									
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	2.67	[Mpa]									
Coefficiente	v	0.61	[-]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,max}$	5.53	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,max}$	0.48	<b>VERIFICATO</b>									
<b>Verifica a distanza 2d</b>												
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	0.78	[Mpa]									
	$v_{min}$	0.48	[Mpa]									
	$V_{Rd,c}$	0.51	[Mpa]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,c}$	0.51	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,c}$	1.55	<b>ARMATURA NECESSARIA</b>									



**È necessaria armatura a punzonamento.**



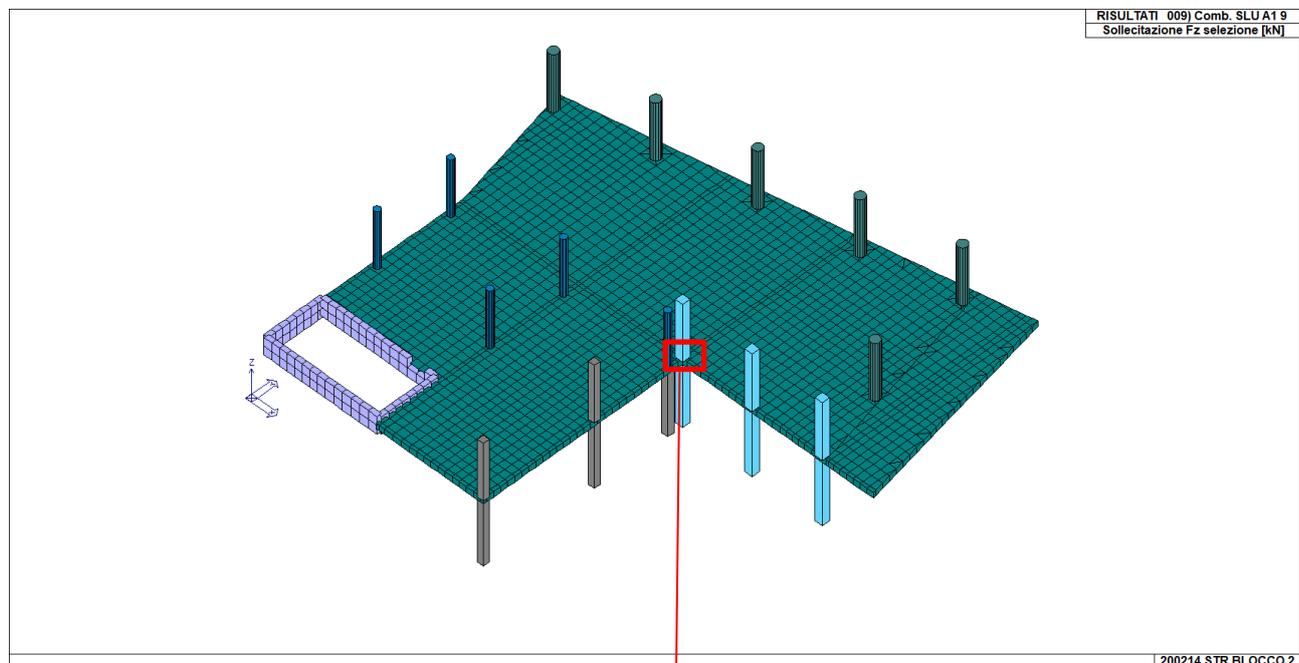
Si riporta il calcolo degli spilli:

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	$a_{1,min}$	9.2	[cm]		Minimo numero totale spilli	$n_{Tot,min}$	48	[-]	
Distanza max. della prima serie dal pil	$a_{1,max}$	15.3	[cm]		Inclinazione armature	$\alpha$	90	[°]	
Distanza spilli dal pilastro	$a_1$	15	[cm]	OK	Area totale armatura taglio	$A_{sw}$	3770	[mm <sup>2</sup> ]	
					Resistenza di progetto efficace acc	$f_{ywd}$	326.5	[Mpa]	
Perimetro lungo il quale arm. non nec.	$u_{out}$	841.6	[cm]						
Distanza max dal pilastro	$a_u$	62.59	[cm]		Resistenza a punzonamento	$V_{Rd,cs}$	2.08	[Mpa]	
						$V_{Ed}/V_{Rd,cs}$	0.38	<b>VERIFICATO</b>	
Numero di serie spilli	n	4	[-]						
Distanza ultima serie spilli	$a_{ud}$	75	[cm]	OK					

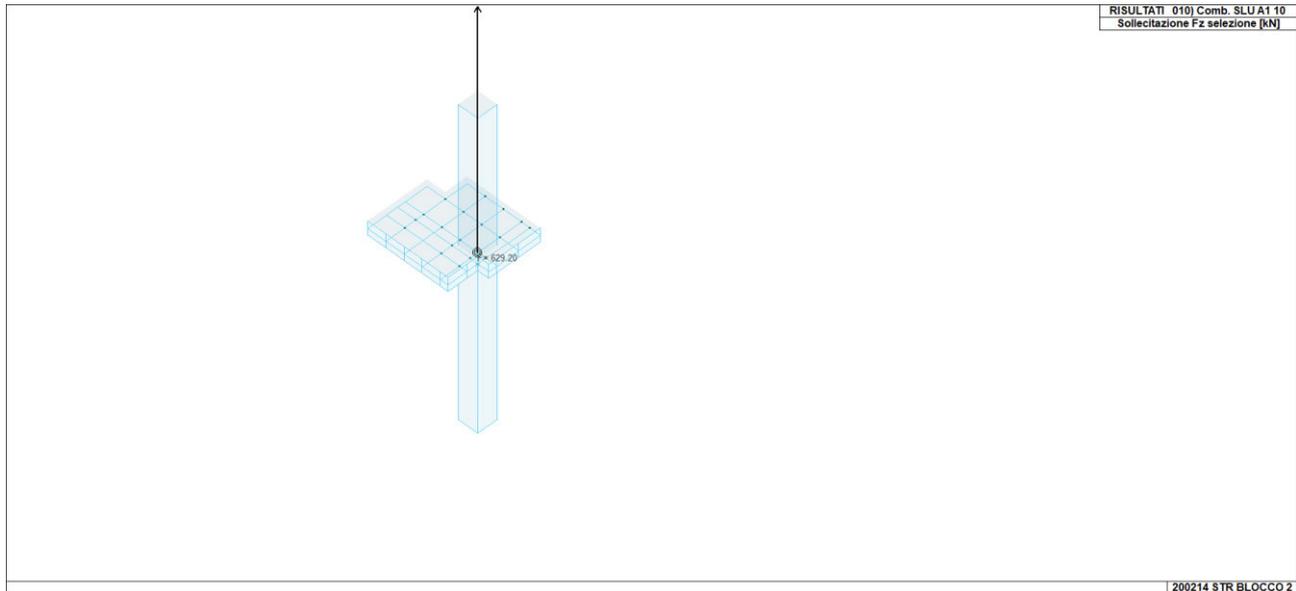
Con l'inserimento degli spilli la verifica al punzonamento risulta soddisfatta.

23.5.2

PUNZONAMENTO PILASTRO DI BORDO

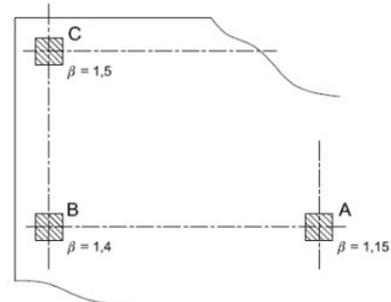


Per il pilastro di bordo la reazione massima che si ha all'interfaccia pilastro-pilastro è pari 630 kN.



Si riporta la verifica:

VERIFICA PUNZONAMENTO UNI EN 1992-1-1:2005 par 6.4 e 9.4.3		SOLAIO P1 PILASTRO DI BORDO 50x50		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]
Dimensione pilastro <i>perpend</i> bordo	$c_1$	50	[cm]	B450C	$E_s$	210000	[Mpa]	$\epsilon_s$	0.19%			
Dimensione pilastro <i>parall</i> bordo	$c_2$	50	[cm]	<b>Calcestruzzo</b>								
Perimetro pilastro	$u_0$	150	[cm]	C32/40	$f_{ck}$	32	[Mpa]	$\gamma_c$	1.5	$f_{cd}$	18.1	[Mpa]
Altezza sezione	H	36	[cm]		$R_{ck}$	40	[Mpa]	$\alpha_{cc}$	0.85	$f_{ctm}$	3.0	[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	$V_{Ed}$	630	[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	$V_{Ed}$	2.03	[Mpa]									
Coefficiente	$v$	0.61	[-]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,max}$	5.53	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,max}$	0.37										<b>VERIFICATO</b>
<b>Verifica a distanza 2d</b>												
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	0.84	[Mpa]									
	$v_{min}$	0.48	[Mpa]									
	$V_{Rd,c}$	0.51	[Mpa]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,c}$	0.51	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,c}$	1.66										<b>ARMATURA NECESSARIA</b>



È necessaria armatura a punzonamento.

Si riporta il calcolo degli spilli:

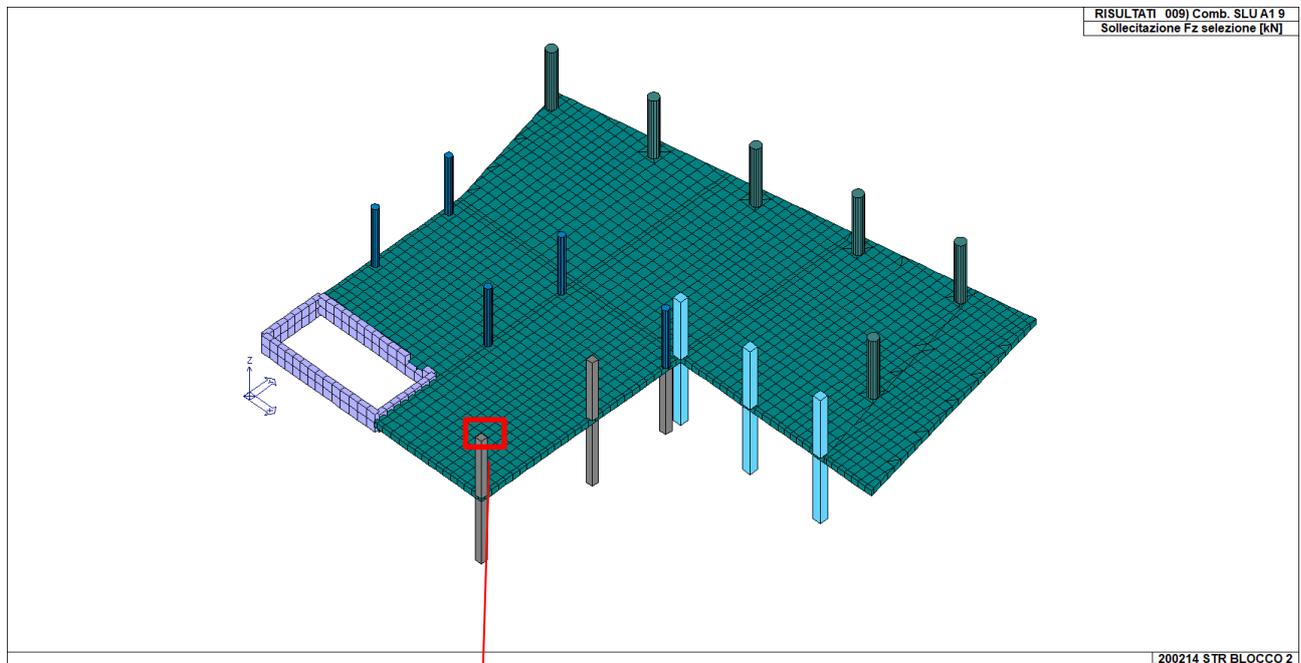


<b>Armatura punzonamento</b>									
Distanza massima spilli 0.75d	$s_{r,max}$	23.0	[cm]		Diametro spilli	$\phi$	10	[mm]	
Distanza spilli	$s_r$	20	[cm]	OK	Numero spilli serie su perimetro	n	7	[-]	
Distanza min. della prima serie dal pil	$a_{1min}$	9.2	[cm]		Minimo numero totale spilli	$n_{Tot,min}$	14	[-]	
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	$A_{sw}$	1100	[mm <sup>2</sup> ]	
					Resistenza di progetto efficace acc	$f_{ywd}$	326.5	[Mpa]	
Perimetro lungo il quale arm. non nec.	$u_{out}$	568.7	[cm]						
Distanza max dal pilastro	$a_u$	12.78	[cm]		Resistenza a punzonamento	$V_{Rd,cs}$	1.17	[Mpa]	
						$V_{Ed}/V_{Rd,cs}$	0.72		<b>VERIFICATO</b>
Numero di serie spilli	n	2	[-]						
Distanza ultima serie spilli	$a_{ud}$	35	[cm]	OK					

Con l'inserimento degli spilli la verifica al punzonamento risulta soddisfatta.

23.5.3

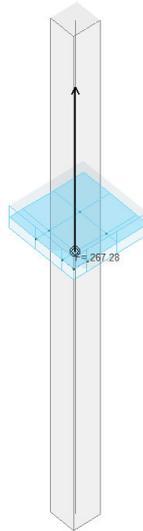
PUNZONAMENTO PILASTRO D'ANGOLO



Per il pilastro d'angolo la reazione massima che si ha all'interfaccia pilastro-pilastro è pari 267 kN.



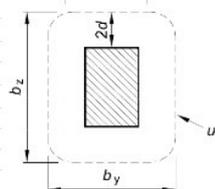
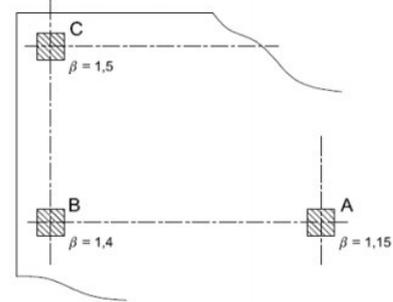
RISULTATI 009) Comb. SLUA1 9  
Sollecitazione Fz selezione [kN]



200214 STR BLOCCO 2

Si riporta la verifica:

VERIFICA PUNZONAMENTO UNI EN 1992-1-1:2005 par 6.4 e 9.4.3		SOLAIO P1 PILASTRO D'ANGOLO 40x40		MATERIALI								
<b>pilastro d'angolo</b>	$\beta$	1.5	[-]	<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	c1	40	[cm]	<b>Calcestruzzo</b>								
Dimensione pilastro <i>parall</i> bordo	c2	40	[cm]	C32/40	$f_{ck}$	32	[Mpa]	$\nu_c$	1.5	$f_{cd}$	18.1	[Mpa]
Perimetro pilastro	$u_0$	80	[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	$u_1$	176	[cm]									
Coefficiente	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]									
Coefficiente	k	1.81	[-]									
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	267	[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	$u_0$	80	[cm]									
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	1.64	[Mpa]									
Coefficiente	v	0.61	[-]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,max}$	5.53	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,max}$	0.30										<b>VERIFICATO</b>
<b>Verifica a distanza 2d</b>												
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	0.74	[Mpa]									
	$v_{min}$	0.48	[Mpa]									
	$V_{Rd,c}$	0.51	[Mpa]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,c}$	0.51	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,c}$	1.47										<b>ARMATURA NECESSARIA</b>



È necessaria armatura a punzonamento.



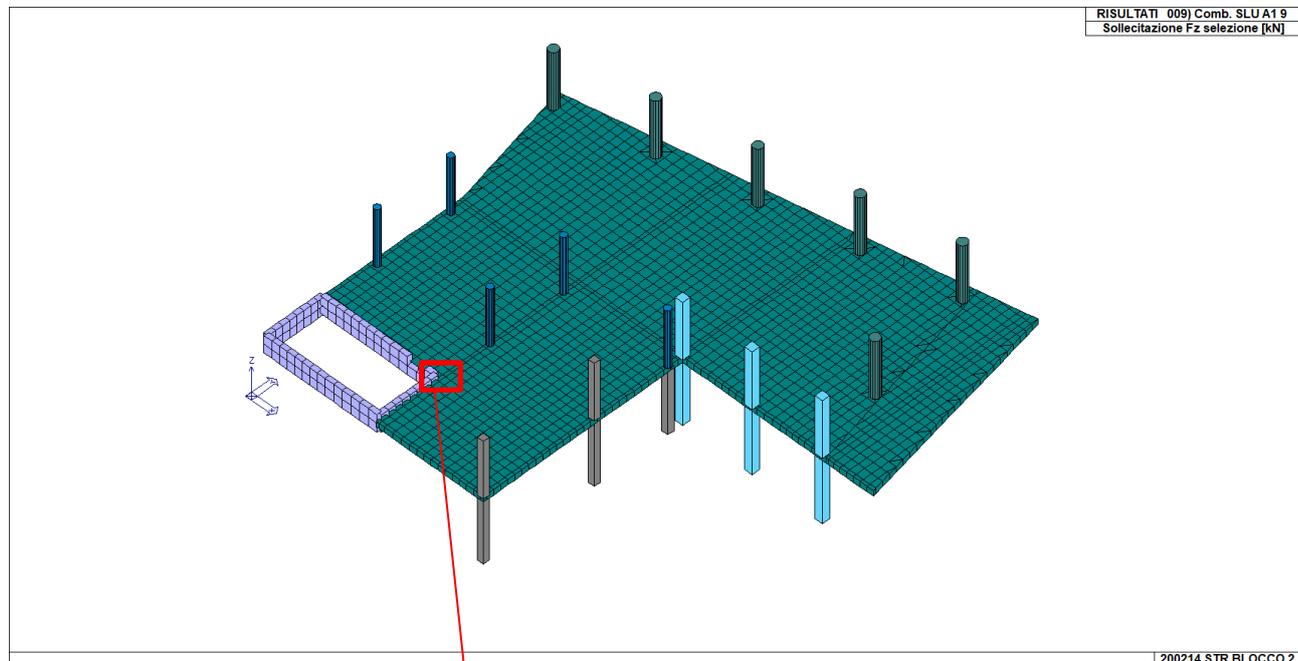
Si riporta il calcolo degli spilli:

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	5	[-]	
Distanza min. della prima serie dal pil	$a_{1min}$	9.2	[cm]		Minimo numero totale spilli	$n_{Tot,min}$	10	[-]	
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	$A_{sw}$	785	[mm <sup>2</sup> ]	
					Resistenza di progetto efficace acc	$f_{ywd}$	326.5	[Mpa]	
Perimetro lungo il quale arm. non nec.	$u_{out}$	258.2	[cm]						
Distanza max dal pilastro	$a_u$	15.64	[cm]		Resistenza a punzonamento	$V_{Rd,cs}$	1.47	[Mpa]	
						$V_{Ed}/V_{Rd,cs}$	0.50		<b>VERIFICATO</b>
Numero di serie spilli	n	2	[-]						
Distanza ultima serie spilli	$a_{ud}$	35	[cm]	OK					

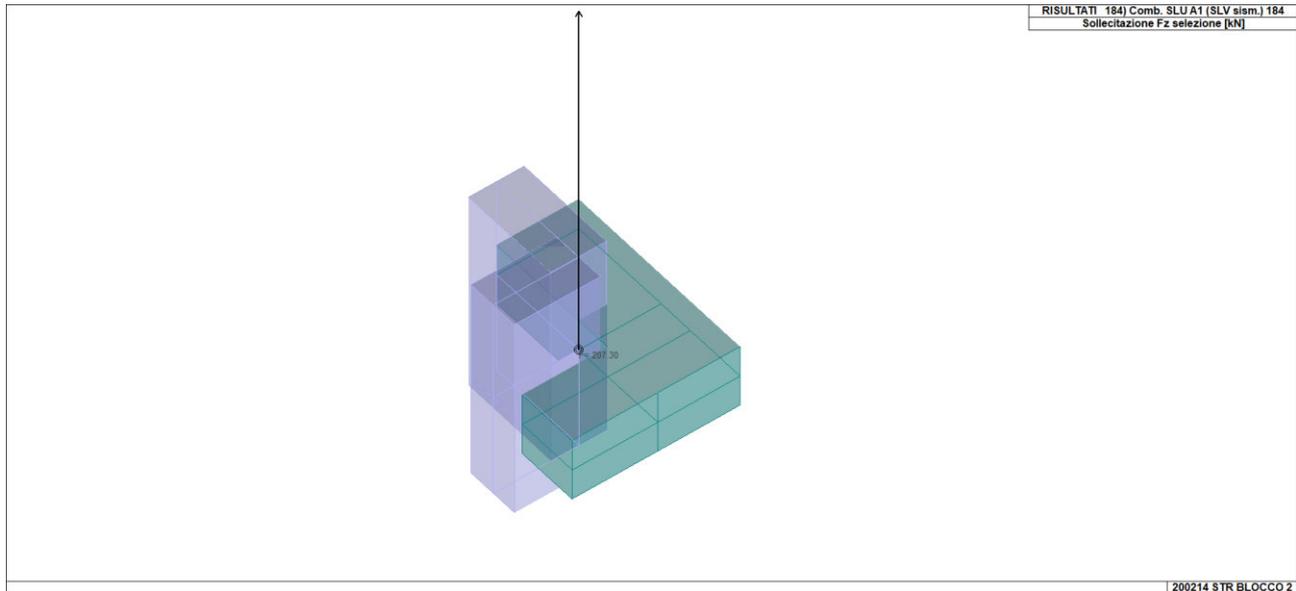
Con l'inserimento degli spilli la verifica al punzonamento risulta soddisfatta.

23.5.4

PUNZONAMENTO SPIGOLO SETTO



La reazione massima che si ha all'interaccia è pari a 207 kN.

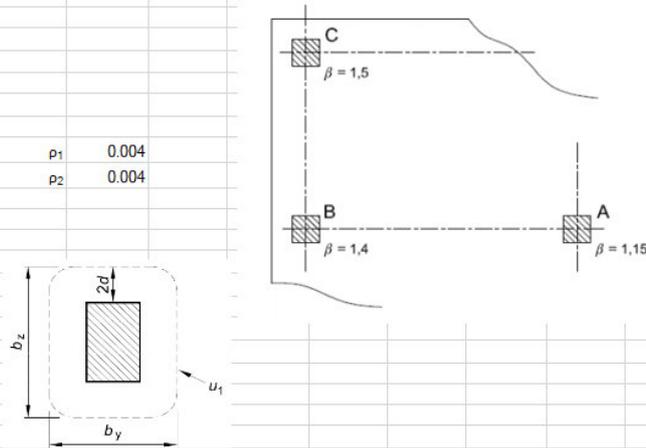


RISULTATI 184) Comb. SLU A1 (SLV sism.) 184  
Sollecitazione Fz selezione [kN]

200214 STR BLOCCO 2

Si riporta la verifica effettuata:

VERIFICA PUNZONAMENTO UNI EN 1992-1-1:2005 par 6.4 e 9.4.3		SOLAIO P1 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	$c_1$	30	[cm]	<b>Calcestruzzo</b>								
Dimensione pilastro <i>parall</i> bordo	$c_2$	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	$V_{Ed}$	207	[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	$u_0$	60	[cm]									
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	1.69	[Mpa]									
Coefficiente	v	0.61	[-]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,max}$	5.53	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,max}$	0.31										<b>VERIFICATO</b>
<b>Verifica a distanza 2d</b>												
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	0.65	[Mpa]									
	$v_{min}$	0.48	[Mpa]									
	$V_{Rd,c}$	0.51	[Mpa]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,c}$	0.51	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,c}$	1.28										<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	$n$	3	[-]	
Distanza min. della prima serie dal pil	$a_{1min}$	9.2	[cm]		Minimo numero totale spilli	$n_{Tot,min}$	6	[-]	
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	$A_{sw}$	471	[mm <sup>2</sup> ]	
					Resistenza di progetto efficace acc	$f_{ywd}$	326.5	[Mpa]	
Perimetro lungo il quale arm. non nec.	$u_{out}$	200.2	[cm]						
Distanza max dal pilastro	$a_d$	12.77	[cm]		Resistenza a punzonamento	$V_{Rd,cs}$	1.12	[Mpa]	
						$V_{Ed}/V_{Rd,cs}$	0.58	<b>VERIFICATO</b>	
Numero di serie spilli	$n$	2	[-]						
Distanza ultima serie spilli	$a_{ud}$	35	[cm]	OK					

**Con l'inserimento degli spilli la verifica al punzonamento risulta soddisfatta.**

### 23.6 RIEPILOGO VERIFICHE

L'armatura di base della soletta del piano pl è costituita da una maglia di  $\phi 16/16,5$  in entrambe le direzioni.

Nella zona 2 è necessario disporre armatura integrativa inferiore (da sommare all'armatura di base) costituita da una maglia di  $\phi 10/16,5$  in entrambe le direzioni.

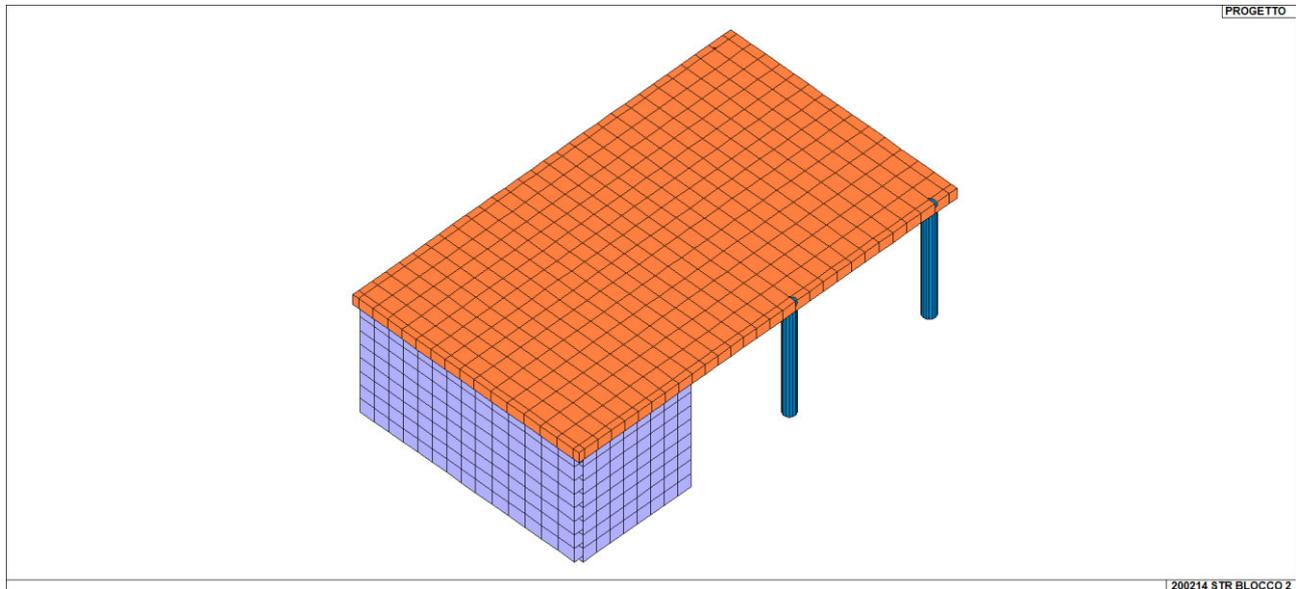
Nella zona 3 (su tutti i pilastri) è necessario disporre armatura integrativa superiore (da sommare all'armatura di base) costituita da una maglia di  $\phi 20/16,5$  e armatura integrativa inferiore (da sommare all'armatura di base) costituita da una maglia di  $\phi 16/16,5$  in entrambe le direzioni.

Pertanto, tutti gli elementi della soletta pl risultano verificati.

**24. VERIFICA SOLAIO PIANO COPERTURA**

Calcestruzzo: C32/40

Spessore 34 cm



Solaio Copertura

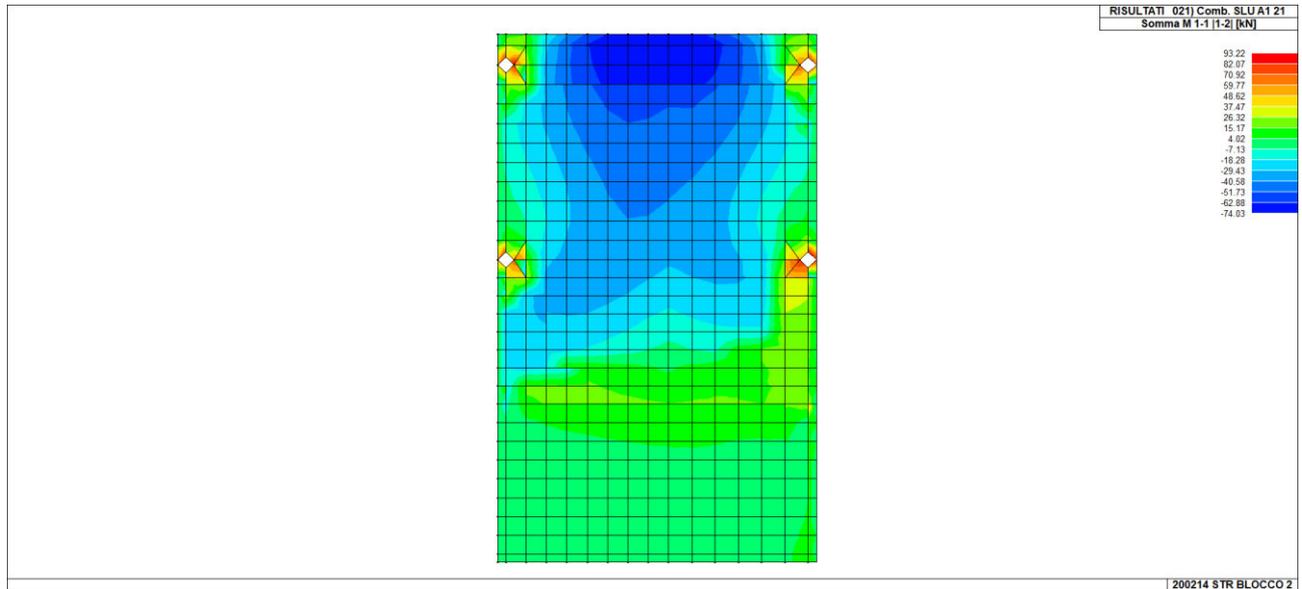
Si è valutata l'armatura minima come da §4.1.6.1.1 delle NT. L'armatura minima è calcolata come  $A_{s,min} = 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,16\%$  ->  $100 * 34 * 0,0016 = 5,44 \text{ cm}^2$ . Si è scelto di utilizzare come armatura di base  $9,33 \text{ cm}^2$  che corrisponde a  $1\phi 14/16,5$ .



24.1.1 SOLLECITAZIONI NEGATIVE MASSIME

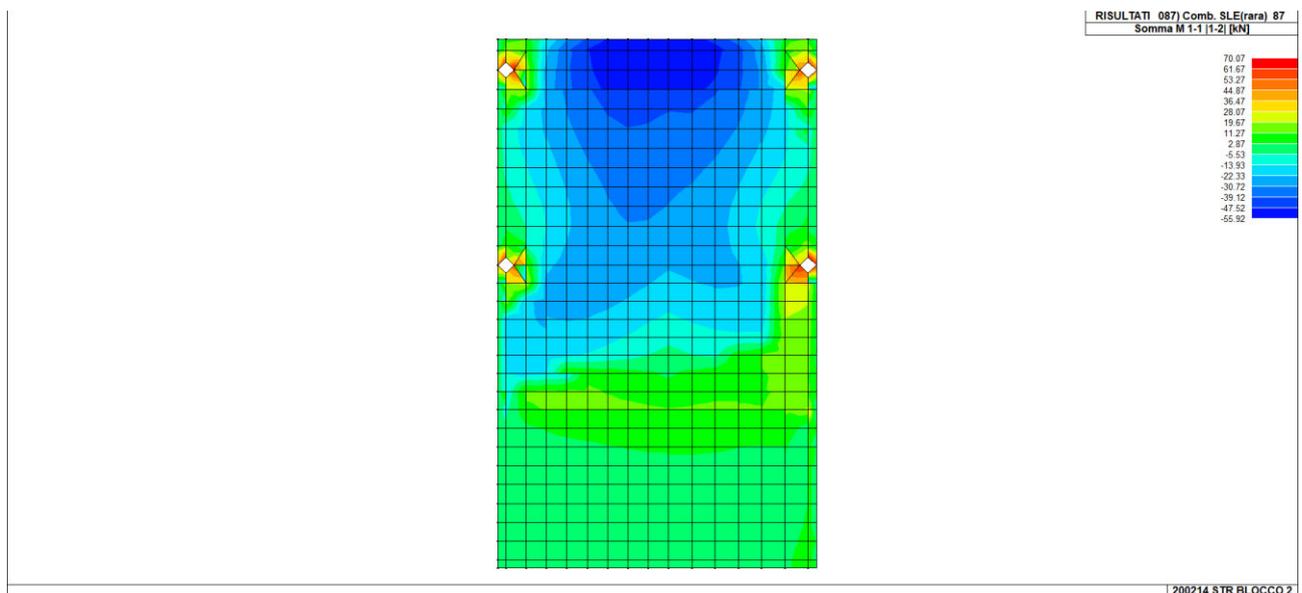
Si riportano le sollecitazioni maggiori tra le due direzioni.

MOMENTO MIN SLU



Il massimo momento negativo vale 74 kNm/m.

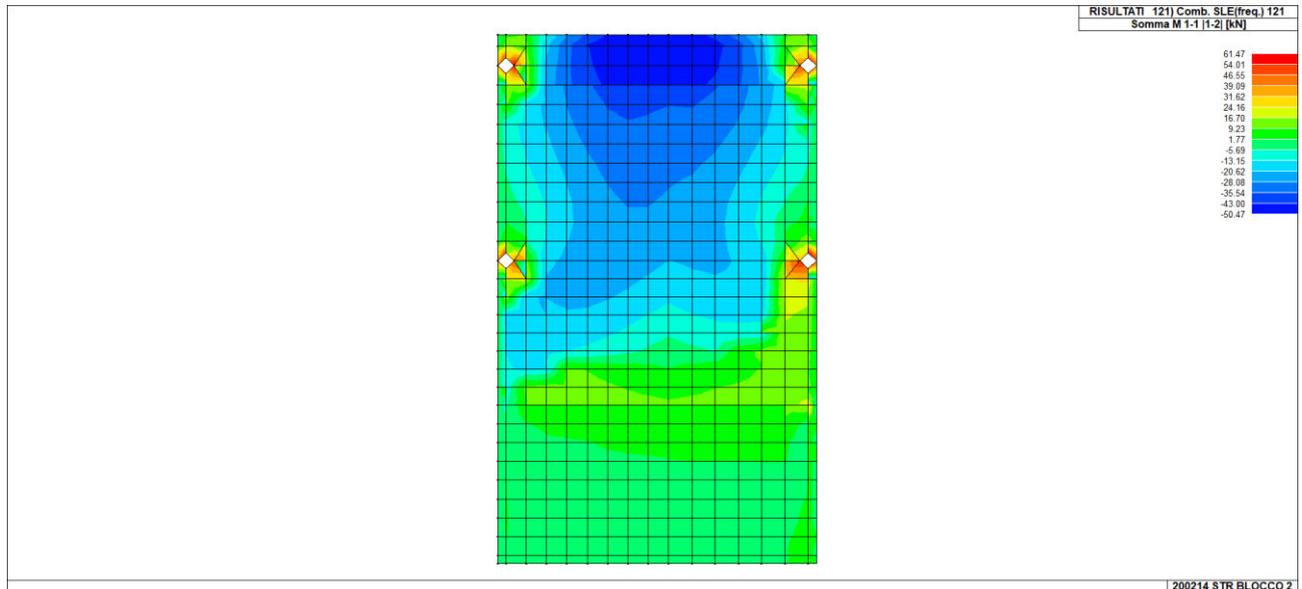
MOMENTO MIN SLE - RARA



Il massimo momento negativo vale 56 kNm/m.

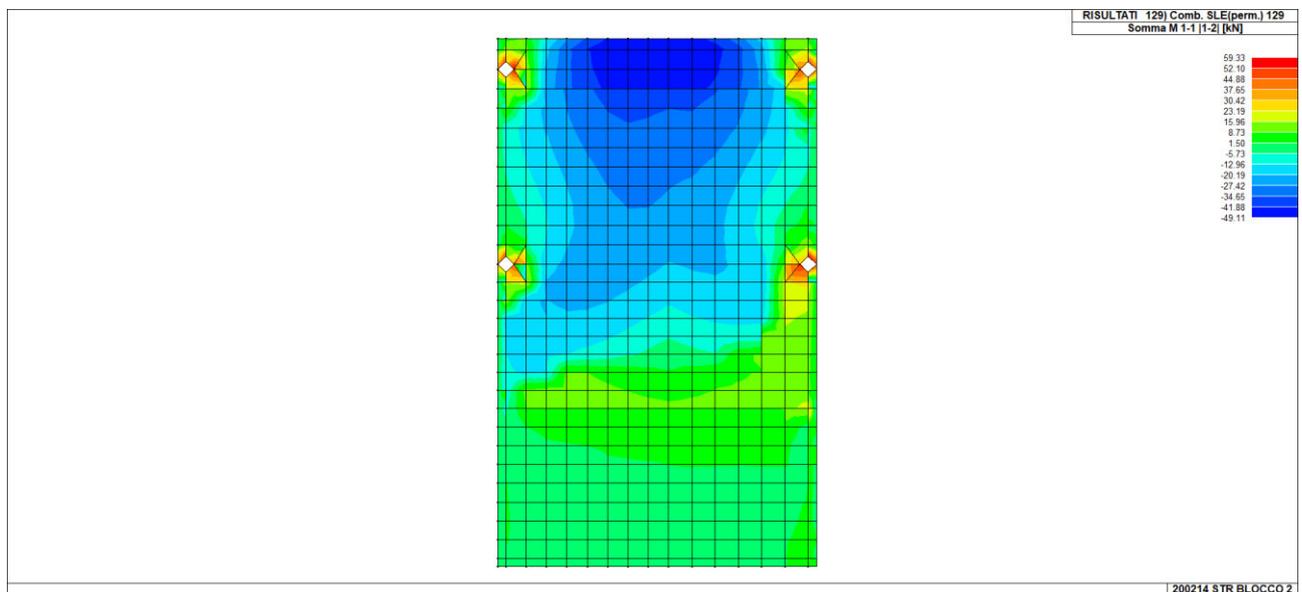


MOMENTO MIN SLE - FREQUENTE



Il massimo momento negativo è 51 kNm/m.

MOMENTO MIN SLE - PERMANENTE



Il massimo momento negativo è 49 kNm/m.



Si riportano le verifiche effettuate:

VERIFICA SLU

VERIFICA TRAVE SLU SLE VERIFICA SOLAIO COPERTURA - DIR X INF										
SEZIONE				MATERIALI						
				Acciaio	$f_{yk}$	450 [Mpa]	$\gamma_s$	1.15	$f_{yd}$	391.3 [Mpa]
				B450C	$E_s$	210000 [Mpa]			$\epsilon_{yk}$	0.186%
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]
Copripetto asse armatura compressa	$c'$	5.1 [cm]			$R_{ck}$	40 [Mpa]	$\alpha_{cc}$	0.85	$f_{ctm}$	3.0 [Mpa]
Copriferro asse armatura tesa	c	5.1 [cm]			$E_c$	33346 [Mpa]	Tensione in comb. Rara	$f_{cd,rara}$	19.2 [Mpa]	
Altezza utile	d	28.9 [cm]			$\epsilon_{cu}$	0.35%	Tensione in comb. Q. P.	$f_{od,Q.P.}$	0.45 [Mpa]	
<b>VERIFICA FLESSIONE SLU</b>										
CALCOLA $M_{rd}$										
x	3.91									
x/d	0.135									
es	2.24%									
Rottura lato calcestruzzo - Acciaio snervato										
$N_{ed}$	0 [kN]			Armatura compressa	$n'$	6.06	$\phi$	14	Area	9.33
$M_{ed}$	74 [kNm]			Armatura Tesa	$n''$	6.06	$\phi$	14	Area	9.33
$M_{Rd}$	106.8 [kNm]	69%								
$\sigma_{s1}$	-224 [Mpa]				$A's$	9.33 [cm <sup>2</sup> ]			$A_s$	9.33 [cm <sup>2</sup> ]
$\sigma_s$	391 [Mpa]			$\mu=A's/A_s$	100.00%	$\rho=A's/bd$	0.27%	OK	$\rho=A_s/bd$	0.27%
$\rho_{min}$ 0.17% $\rho_{max}$ 1.05%										

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

VERIFICHE SLE

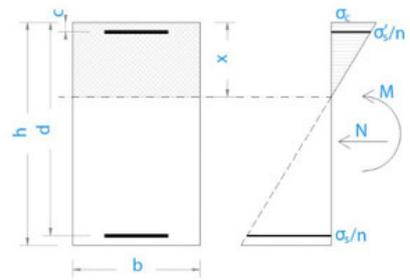
VERIFICA SLE										
Coefficiente di omogenizzazione	$n_0$	15		<b>Combinazione rara</b>						
<b>Sezione interamente reagente</b>				Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	56 [kNm]	Limitazione tensioni			
Asse neutro	x	17.00 [cm]		Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	5.2 [Mpa]	0.27			
Inerzia sezione interamente reagente	I	367164 [cm <sup>4</sup> ]		Tensione armatura sup	$\sigma_s'$	-24	0.07			
Momento prima fessurazione	$M_{cr}$	65 [kNm]		Tensione armatura inf	$\sigma_s$	229 [Mpa]	0.64			
<b>Sezione fessurata</b>				Deformazione unitaria	$\epsilon_{s,lim}$	0.07% [-]				
Asse neutro	$x_p$	7.3 [cm]		Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	0.224 [mm]				
Inerzia sezione parzializzata	$I_p$	78928 [cm <sup>4</sup> ]		<b>Combinazione frequente</b>						
Tensione armatura in trazione	$\sigma_s$	267 [Mpa]		Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	51 [kNm]				
Altezza efficace calcestr. zona tesa	$h_{c,ef}$	5.7 [cm]		Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	4.7 [Mpa]				
Area di calcestruzzo nella zona tesa	$A_{ct}$	567 [cm <sup>2</sup> ]		Tensione armatura sup	$\sigma_s'$	-22				
			k1	0.8	Tensione armatura inf	$\sigma_s$	209 [Mpa]			
Armatura minima per fessurazione	$A_{s,min}$	6.41 [cm <sup>2</sup> ]	k2	0.5	Deformazione unitaria	$\epsilon_{s,lim}$	0.06% [-]			
percentuale armatura minima	$\rho_{s,min}$	0.02 [-]	k3	3.4	Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	0.193 [mm]			
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	187 [mm]	k4	0.425	<b>Combinazione quasi permanente</b>					
					Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	49 [kNm]	Limitazione tensioni		
					Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	4.6 [Mpa]	0.32		
					Tensione armatura sup	$\sigma_s'$	-21			
					Tensione armatura inf	$\sigma_s$	201 [Mpa]			
					Deformazione unitaria	$\epsilon_{s,lim}$	0.06% [-]			
					Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	0.182 [mm]			

L'ampiezza delle fessure e le tensioni in esercizio ( $<1$ ) risultano minori dei limiti di normativa pertanto le verifiche a SLE risultano soddisfatte.



VERIFICHE 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	$x$	8	[cm]		
Inerzia sezione	$I$	101205	[cm <sup>4</sup> ]		
tensione calcestruzzo	$\sigma_c$	-5.97	[Mpa]	< $f_{cd}$	OK
tensione acciaio superiore	$\sigma'_s$	-46	[Mpa]	< $f_{yd}$	OK
Deformazione acciaio superiore	$\epsilon'_s$	0.02%	[Mpa]	< 0.186%	OK
tensione acciaio inferiore	$\sigma_s$	307	[Mpa]	< $f_{yd}$	OK
Deformazione acciaio inferiore	$\epsilon_s$	0.15%	[Mpa]	< 0.186%	OK

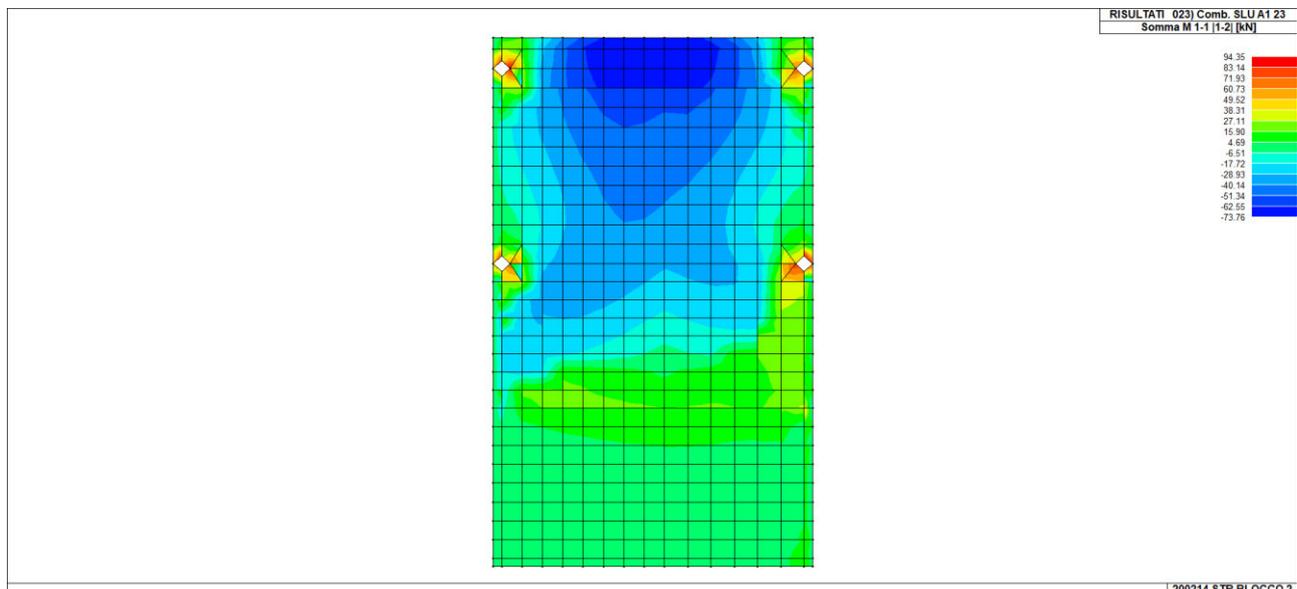


La sezione si trova in campo elastico.

24.1.2 SOLLECITAZIONI POSITIVE MASSIME

Si riportano le sollecitazioni maggiori tra le due direzioni:

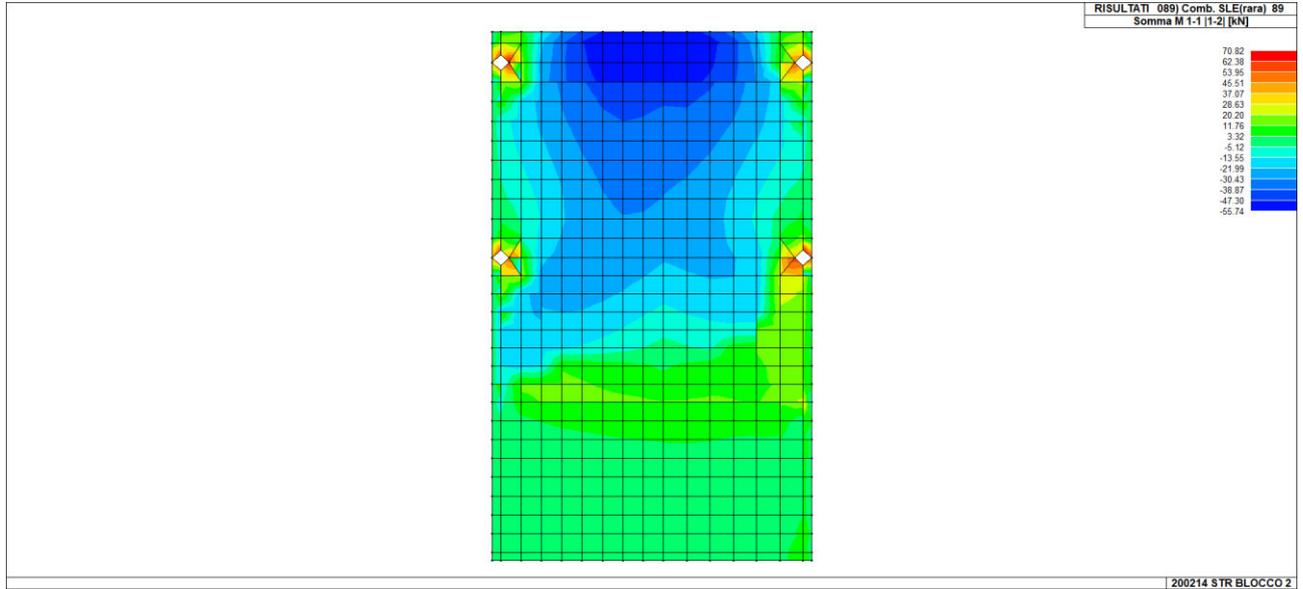
MOMENTO MAX SLU



Il massimo momento positivo vale 94 kNm/m.

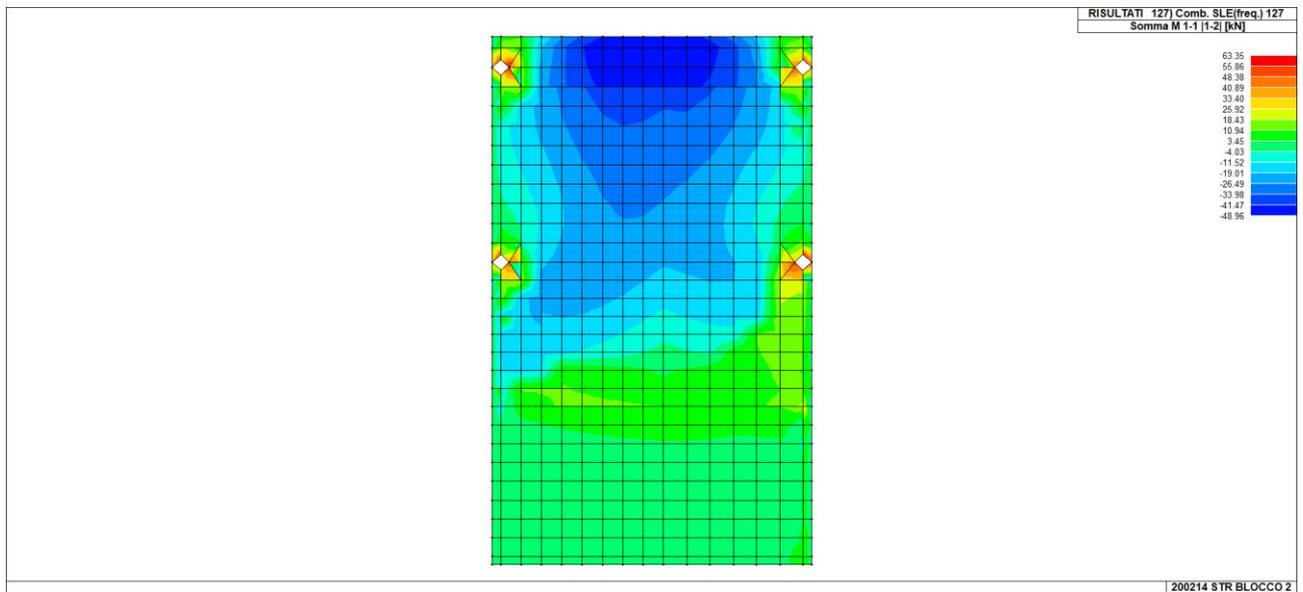


MOMENTO MAX SLE - RARA



Il massimo momento negativo vale 71 kNm/m.

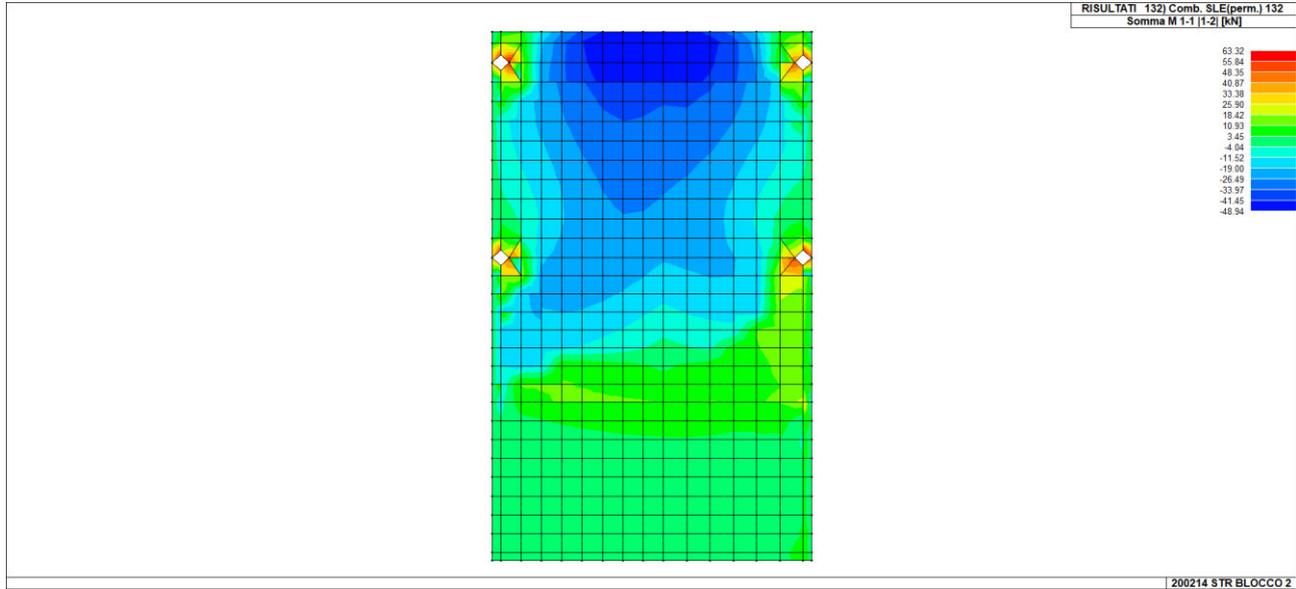
MOMENTO MAX SLE - FREQUENTE



Il massimo momento negativo è 63 kNm/m.



MOMENTO MAX SLE - PERMANENTE



Il massimo momento negativo è 63 kNm/m.

Si riportano le verifiche effettuate:

VERIFICA SLU

VERIFICA TRAVE SLU SLE				VERIFICA SOLAIO COPERTURA - DIR X INF						
SEZIONE				MATERIALI						
				<b>Acciaio</b>	$f_{yk}$	450 [Mpa]	$\gamma_s$	1.15	$f_{yd}$	391.3 [Mpa]
				B450C	$E_s$	210000 [Mpa]			$\epsilon_{sd}$	0.186%
Larghezza trave	$b_w$	100 [cm]						Tensione in comb. Rara	$f_{yd,rara}$	360 [Mpa]
Altezza	H	34 [cm]		<b>Calcestruzzo</b>	$f_{ck}$	32 [Mpa]	$\gamma_c$	1.5	$f_{cd}$	18.1 [Mpa]
Copriferro asse armatura compressa	$c'$	5.1 [cm]		C32/40	$R_{ck}$	40 [Mpa]	$\alpha_{cc}$	0.85	$f_{ctm}$	3.0 [Mpa]
Copriferro asse armatura tesa	c	5.1 [cm]		$E_c$	33346 [Mpa]			Tensione in comb. Rara	$f_{cd,rara}$	19.2 [Mpa]
Altezza utile	d	28.9 [cm]		$\epsilon_{cu}$	0.35%			Tensione in comb. Q. P.	$f_{cd,Q.P.}$	0.45 [Mpa]
<b>VERIFICA FLESSIONE SLU</b>										
<b>CALCOLA <math>M_{ed}</math></b>										
x		3.91								
x/d		0.135								
es		2.24%								
Rottura lato calcestruzzo - Acciaio snervato										
$N_{ed}$		0 [kN]		Armatura compressa	$n'$	6.06	$\phi$	14	Area	9.33
$M_{ed}$		94 [kNm]		Armatura Tesa	$n''$	6.06	$\phi$	14	Area	9.33
$M_{Rd}$		106.8 [kNm]	88%							
$\sigma'_s$		-224 [Mpa]		$A's$		9.33 [cm <sup>2</sup> ]			$A_s$	9.33 [cm <sup>2</sup> ]
$\sigma_s$		391 [Mpa]		$\mu=A's/A_s$		100.00%	$\rho'=A's/bd$		0.27%	OK
				$\rho_{min}$		0.17%	$\rho_{max}$		1.05%	

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



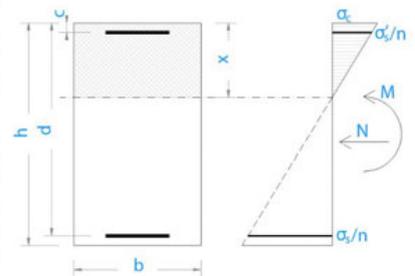
VERIFICHE SLE

VERIFICA SLE					
Coefficiente di omogenizzazione	$n_0$	15			
<b>Sezione interamente reagente</b>					
Asse neutro	$x$	17.00 [cm]			
Inerzia sezione interamente reagente	$I$	367164 [cm <sup>4</sup> ]			
Momento prima fessurazione	$M_{cr}$	65 [kNm]			
<b>Sezione fessurata</b>					
Asse neutro	$x_p$	7.3 [cm]			
Inerzia sezione parzializzata	$I_p$	78928 [cm <sup>4</sup> ]			
Tensione armatura in trazione	$\sigma_s$	267 [Mpa]			
Altezza efficace calcestr. zona tesa	$h_{c,ef}$	5.7 [cm]			
Area di calcestruzzo nella zona tesa	$A_{ct}$	567 [cm <sup>2</sup> ]	k1	0.8	
Armatura minima per fessurazione	$A_{s,min}$	6.41 [cm <sup>2</sup> ]	k2	0.5	
percentuale armatura minima	$\rho_{s,min}$	0.02 [-]	k3	3.4	
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	187 [mm]	k4	0.425	
<b>Combinazione rara</b>					
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	71 [kNm]			
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	6.6 [Mpa]			Limitazione tensioni <b>0.34</b>
Tensione armatura sup	$\sigma'_s$	-30 [Mpa]			<b>0.08</b>
Tensione armatura inf	$\sigma_s$	291 [Mpa]			<b>0.81</b>
Deformazione unitaria	$\epsilon_{sm}$	0.10% [-]			
Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	0.318 [mm]			
<b>Combinazione frequente</b>					
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	63 [kNm]			
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	5.9 [Mpa]			
Tensione armatura sup	$\sigma'_s$	-27 [Mpa]			
Tensione armatura inf	$\sigma_s$	258 [Mpa]			
Deformazione unitaria	$\epsilon_{sm}$	0.08% [-]			
Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	0.268 [mm]			
<b>Combinazione quasi permanente</b>					
Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	63 [kNm]			
Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	5.9 [Mpa]			Limitazione tensioni <b>0.41</b>
Tensione armatura sup	$\sigma'_s$	-27 [Mpa]			
Tensione armatura inf	$\sigma_s$	258 [Mpa]			
Deformazione unitaria	$\epsilon_{sm}$	0.08% [-]			
Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	0.268 [mm]			

L'ampiezza delle fessure e le tensioni in esercizio (<1) risultano minori dei limiti di normativa pertanto **le verifiche a SLE risultano soddisfatte.**

VERIFICHE 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	$x$	8 [cm]			
Inerzia sezione	$I$	101205 [cm <sup>4</sup> ]			
tensione calcestruzzo	$\sigma_c$	-7.59 [Mpa]		< $f_{cd}$	OK
tensione acciaio superiore	$\sigma'_s$	-58 [Mpa]		< $f_{yd}$	OK
Deformazione acciaio superiore	$\epsilon'_s$	0.03% [Mpa]		< 0.186%	OK
tensione acciaio inferiore	$\sigma_s$	390 [Mpa]		< $f_{yd}$	OK
Deformazione acciaio inferiore	$\epsilon_s$	0.186% [Mpa]		< 0.186%	OK

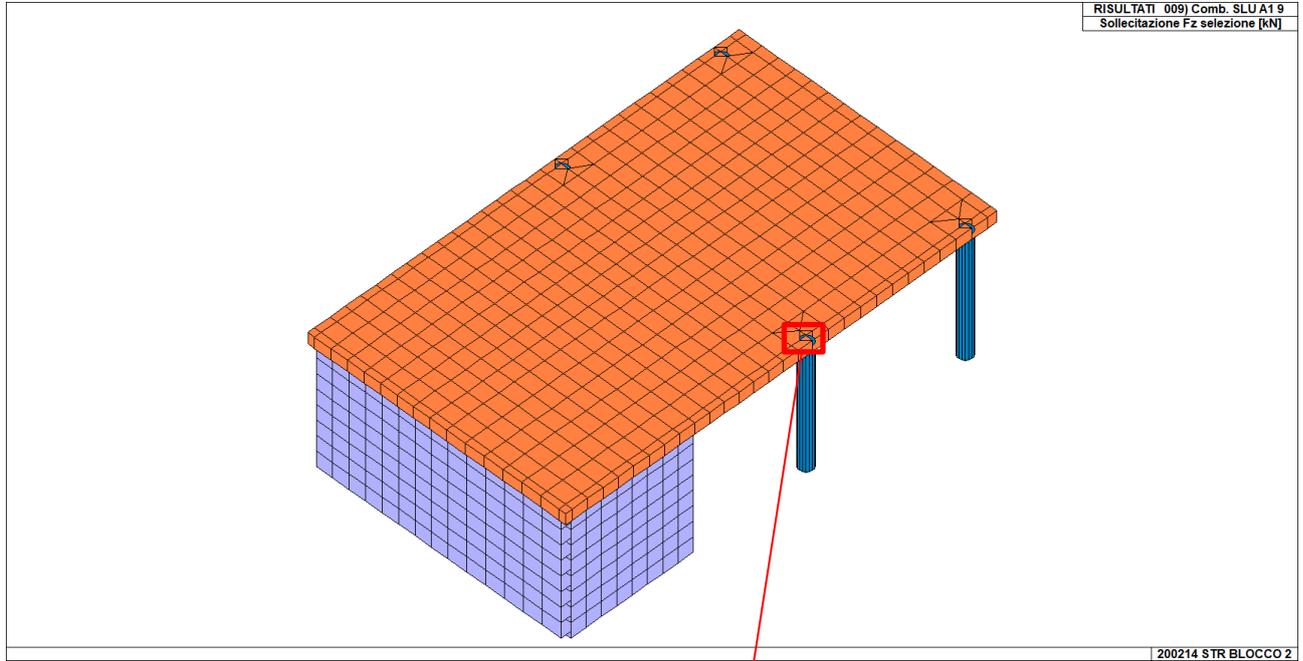


**La sezione si trova in campo elastico.**

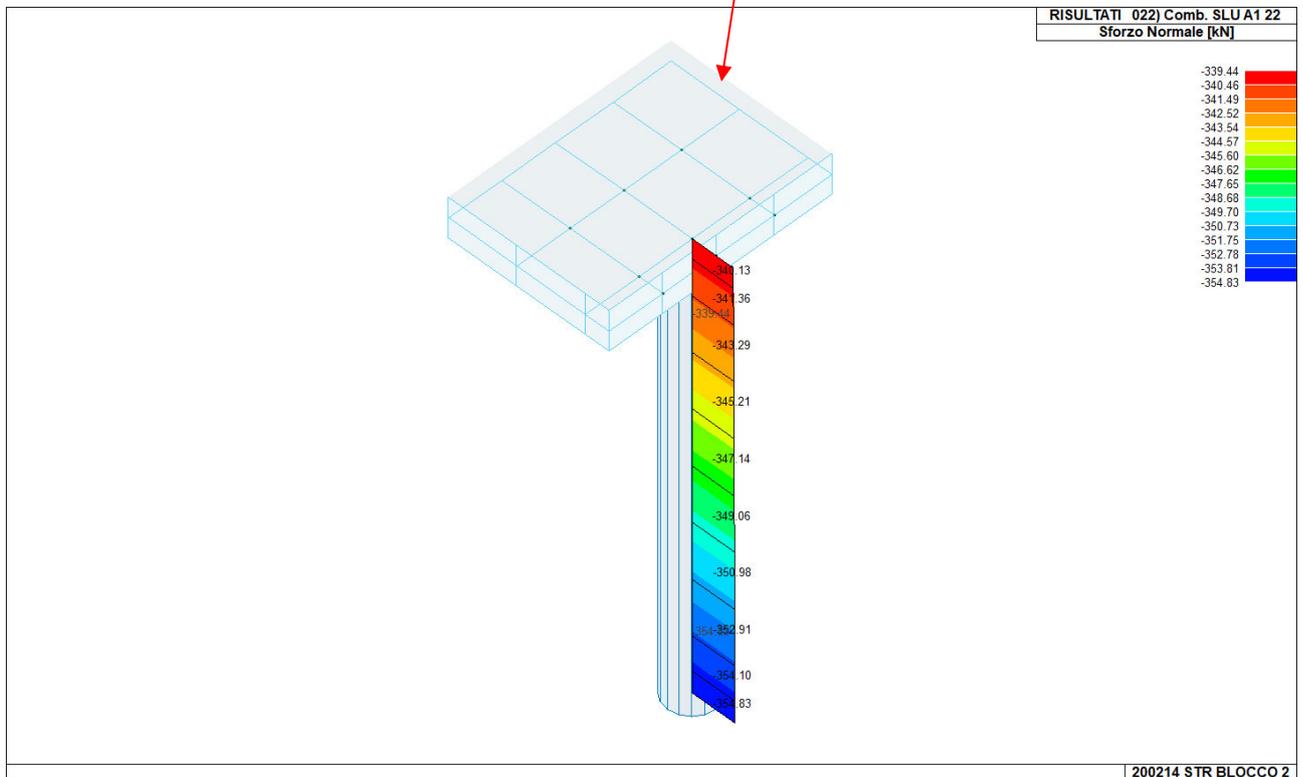


24.2 VERIFICHE A PUNZONAMENTO

24.2.1 PUNZONAMENTO PILASTRO DI BORDO



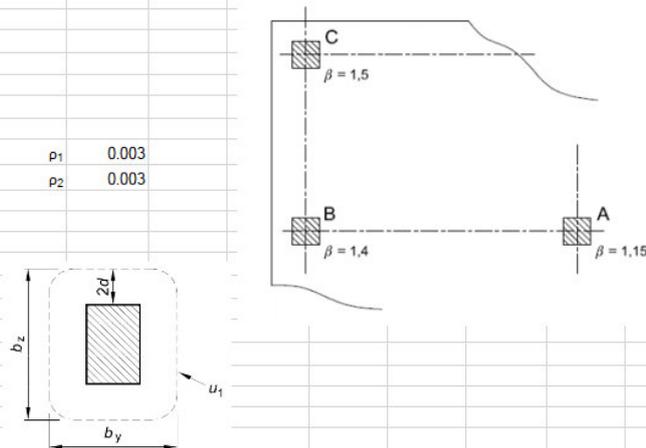
Lo sforzo normale massimo nel pilastro è pari a 355 kN.





Si effettua la verifica:

VERIFICA PUNZONAMENTO UNI EN 1992-1-1:2005 par 6.4 e 9.4.3		SOLAIO COPERTURA PILASTRO DI BORDO $\phi 40$		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]
Dimensione pilastro <i>perpend</i> bordo	$c_1$	40	[cm]	B450C	$E_s$	210000	[Mpa]	$\epsilon_s$	0.19%			
Dimensione pilastro <i>parall</i> bordo	$c_2$	40	[cm]	<b>Calcestruzzo</b>								
Perimetro pilastro	$u_0$	120	[cm]	C32/40	$f_{ck}$	32	[Mpa]	$\nu_c$	1.5	$f_{cd}$	18.1	[Mpa]
Altezza sezione	H	34	[cm]		$R_{ck}$	40	[Mpa]	$\alpha_{cc}$	0.85	$f_{ctm}$	3.0	[Mpa]
Copriferro	c	5.1	[cm]		$E_c$	33346	[Mpa]					
Altezza utile sezione	d	28.9	[cm]		$\epsilon_{cu}$	0.35%						
Perimetro a distanza 2d	$u_1$	302	[cm]									
Coefficiente	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]									
Coefficiente	k	1.83	[-]									
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	355	[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	$u_0$	120	[cm]									
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	1.43	[Mpa]									
Coefficiente	v	0.61	[-]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,max}$	5.53	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,max}$	0.26										<b>VERIFICATO</b>
<b>Verifica a distanza 2d</b>												
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	0.57	[Mpa]									
	$v_{min}$	0.49	[Mpa]									
	$V_{Rd,c}$	0.48	[Mpa]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,c}$	0.49	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,c}$	1.16										<b>ARMATURA NECESSARIA</b>



È necessaria armatura a punzonamento.

Si riporta il calcolo degli spilli:

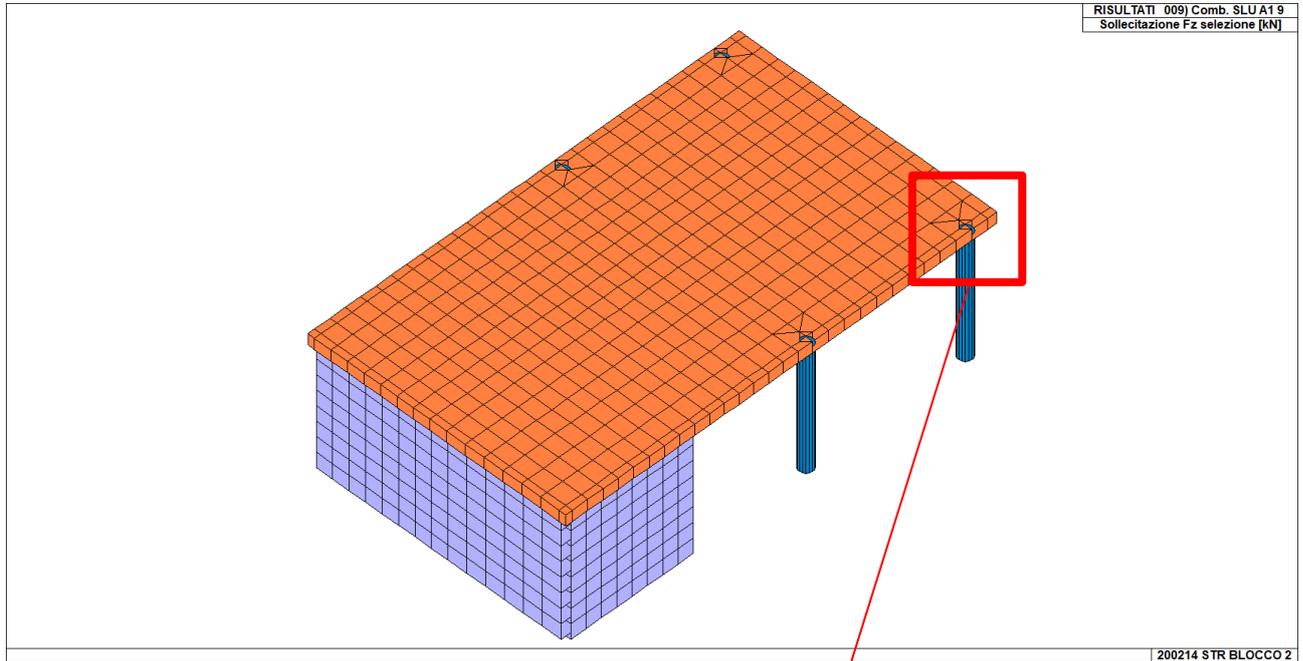
Armatura punzonamento									
Distanza massima spilli 0.75d	$s_{r,max}$	21.7	[cm]		Diametro spilli	$\phi$	10	[mm]	
Distanza spilli	$s_r$	20	[cm]	OK	Numero spilli serie su perimetro	n	5	[-]	
Distanza min. della prima serie dal pil	$a_{1min}$	8.7	[cm]		Minimo numero totale spilli	$n_{Tot,min}$	15	[-]	
Distanza max. della prima serie dal pil	$a_{1max}$	14.5	[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> ]	
					Resistenza di progetto efficace acc	$f_{ywd}$	322.25	[Mpa]	
Perimetro lungo il quale arm. non nec.	$u_{out}$	350.3	[cm]		Resistenza a punzonamento	$V_{Rd,cs}$	1.31	[Mpa]	
Distanza max dal pilastro	$a_u$	30.29	[cm]			$V_{Ed}/V_{Rd,cs}$	0.43		<b>VERIFICATO</b>
Numero di serie spilli	n	3	[-]						
Distanza ultima serie spilli	$a_{ud}$	50	[cm]	OK					

Con l'inserimento degli spilli la verifica al punzonamento risulta soddisfatta.

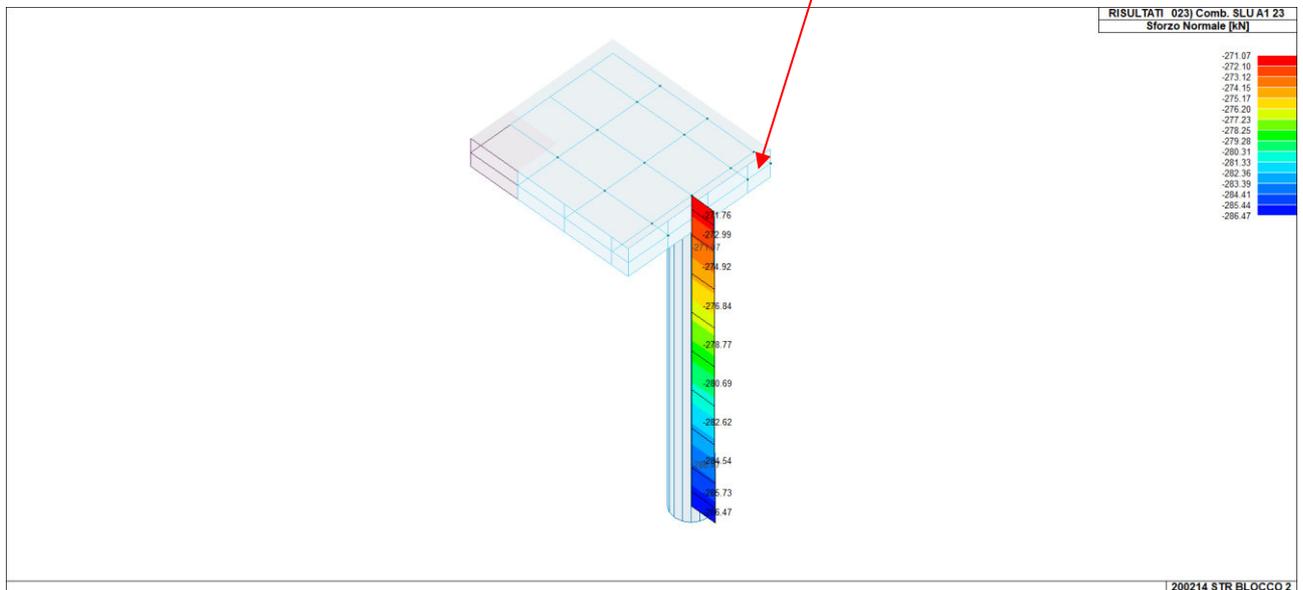


24.2.2

PUNZONAMENTO PILASTRO D'ANGOLO



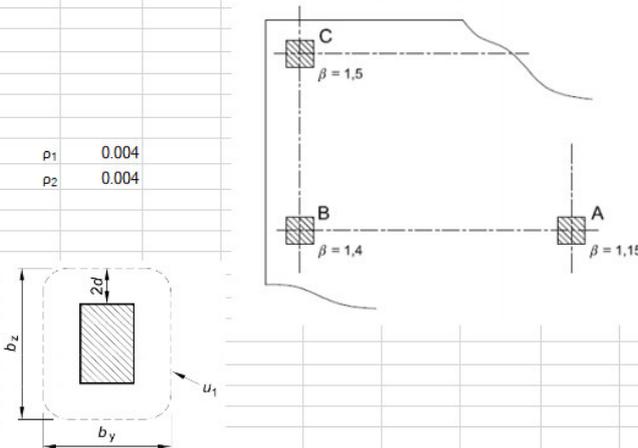
Lo sforzo normale massimo nel pilastro è pari a 287 kN.





Si effettua la verifica:

VERIFICA PUNZONAMENTO UNI EN 1992-1-1:2005 par 6.4 e 9.4.3		SOLAIO COPERTURA PILASTRO D'ANGOLO $\phi 40$		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]
Dimensione pilastro <i>perpend</i> bordo	$c_1$	40	[cm]	B450C	$E_s$	210000	[Mpa]			$\epsilon_s$	0.19%	
Dimensione pilastro <i>parall</i> bordo	$c_2$	40	[cm]	<b>Calcestruzzo</b>								
Perimetro pilastro	$u_0$	80	[cm]	C32/40	$f_{ck}$	32	[Mpa]	$\gamma_c$	1.5	$f_{cd}$	18.1	[Mpa]
Altezza sezione	H	34	[cm]		$R_{ck}$	40	[Mpa]	$\alpha_{cc}$	0.85	$f_{ctm}$	3.0	[Mpa]
Copriferro	c	5.1	[cm]		$E_c$	33346	[Mpa]					
Altezza utile sezione	d	28.9	[cm]		$\epsilon_{cu}$	0.35%						
Perimetro a distanza 2d	$u_1$	171	[cm]									
Coefficiente	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]									
Coefficiente	k	1.83	[-]									
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	287	[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	$u_0$	80	[cm]									
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	1.86	[Mpa]									
Coefficiente	v	0.61	[-]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,max}$	5.53	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,max}$	0.34										<b>VERIFICATO</b>
<b>Verifica a distanza 2d</b>												
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	0.87	[Mpa]									
	$v_{min}$	0.49	[Mpa]									
	$V_{Rd,c}$	0.52	[Mpa]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,c}$	0.52	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,c}$	1.67										<b>ARMATURA NECESSARIA</b>



È necessaria armatura a punzonamento.

Si riporta il calcolo degli spilli:

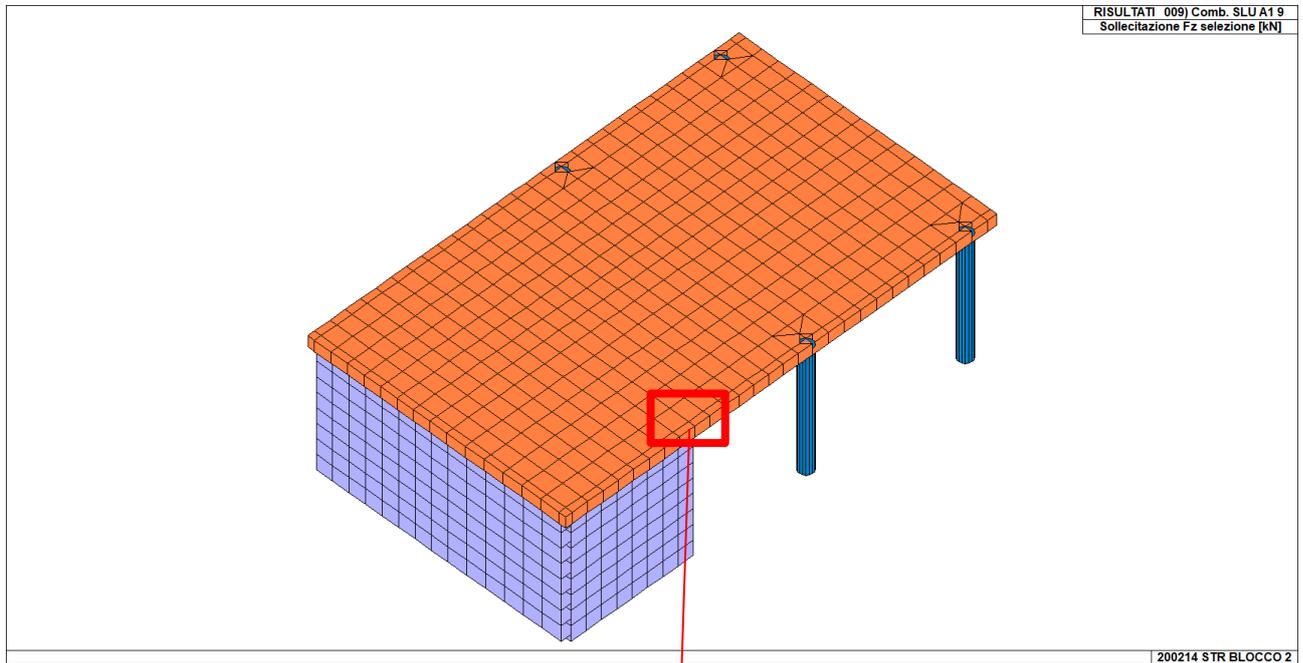
<b>Armatura punzonamento</b>									
Distanza massima spilli 0,75d	$s_{r,max}$	21.7	[cm]		Diametro spilli	$\phi$	10	[mm]	
Distanza spilli	$s_r$	20	[cm]	OK	Numero spilli serie su perimetro	n	5	[-]	
Distanza min. della prima serie dal pil	$a_{1,min}$	8.7	[cm]		Minimo numero totale spilli	$n_{Tot,min}$	10	[-]	
Distanza max. della prima serie dal pil	$a_{1,max}$	14.5	[cm]		Inclinazione armature	$\alpha$	90	[°]	
Distanza spilli dal pilastro	$a_1$	10	[cm]	OK	Area totale armatura taglio	$A_{sw}$	785	[mm <sup>2</sup> ]	
					Resistenza di progetto efficace acc	$f_{ywd}$	322.25	[Mpa]	
Perimetro lungo il quale arm. non nec.	$u_{out}$	284.7	[cm]						
Distanza max dal pilastro	$a_u$	19.84	[cm]		Resistenza a punzonamento	$V_{Rd,cs}$	1.50	[Mpa]	
						$V_{Ed}/V_{Rd,cs}$	0.58		<b>VERIFICATO</b>
Numero di serie spilli	n	2	[-]						
Distanza ultima serie spilli	$a_{u,d}$	30	[cm]	OK					

Con l'inserimento degli spilli la verifica al punzonamento risulta soddisfatta.

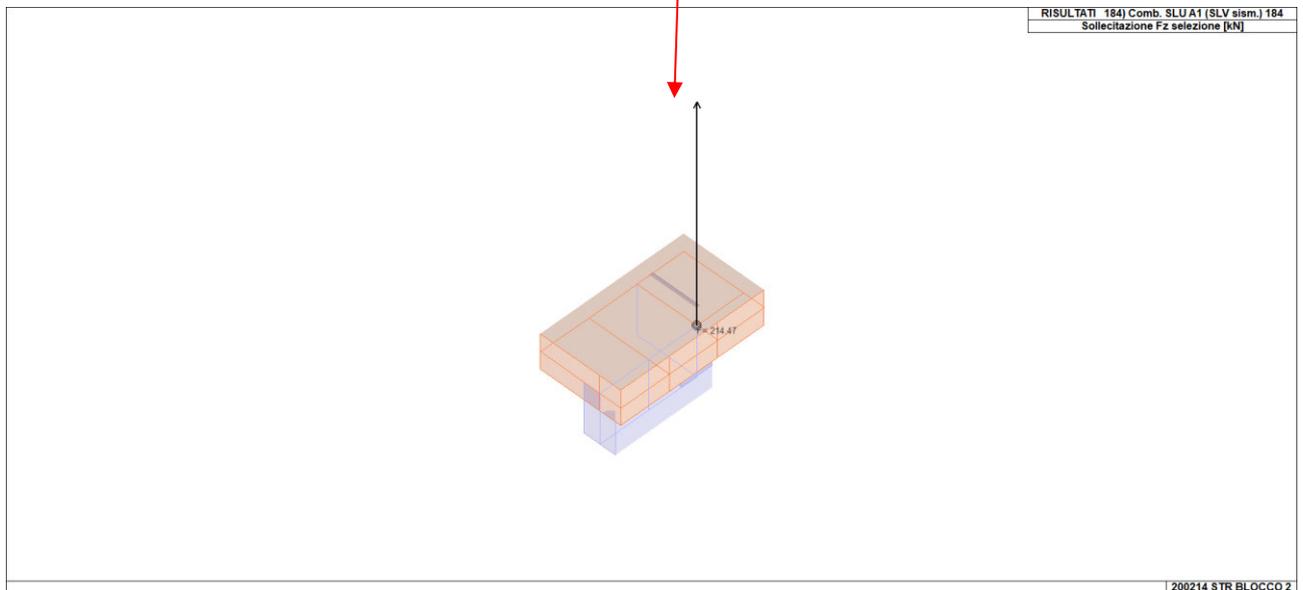


24.2.3

PUNZONAMENTO SPIGOLO SETTO



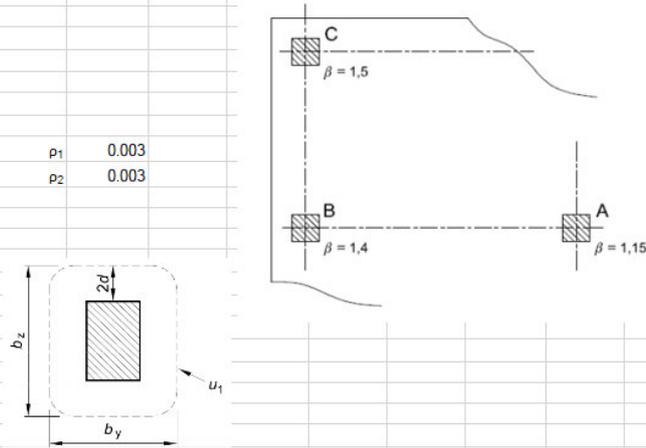
La reazione massima all'interfaccia è pari a 215 kN.





Si effettua la verifica:

VERIFICA PUNZONAMENTO UNI EN 1992-1-1:2005 par 6.4 e 9.4.3		SOLAIO COPERTURA 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	$c_1$	30	[cm]	<b>Calcestruzzo</b>								
Dimensione pilastro <i>parall</i> bordo	$c_2$	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	5.1	[cm]		$\epsilon_{cu}$	0.35%						
Altezza utile sezione	d	28.9	[cm]									
Perimetro a distanza 2d	$u_1$	151	[cm]									
Coefficiente	$C_{Rd,c}$	0.12	[-]									
Coefficiente	k	1.83	[-]									
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	215	[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	$u_0$	60	[cm]									
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	1.86	[Mpa]									
Coefficiente	v	0.61	[-]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,max}$	5.53	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,max}$	0.34										<b>VERIFICATO</b>
<b>Verifica a distanza 2d</b>												
Taglio sollecitante	$V_{Ed}$	0.74	[Mpa]									
	$v_{min}$	0.49	[Mpa]									
	$V_{Rd,c}$	0.48	[Mpa]									
Resistenza a taglio - punzonamento	$V_{Rd,c}$	0.49	[Mpa]									
	$V_{Ed}/V_{Rd,c}$	1.51										<b>ARMATURA NECESSARIA</b>



È necessaria armatura a punzonamento.

Si riporta il calcolo degli spilli:

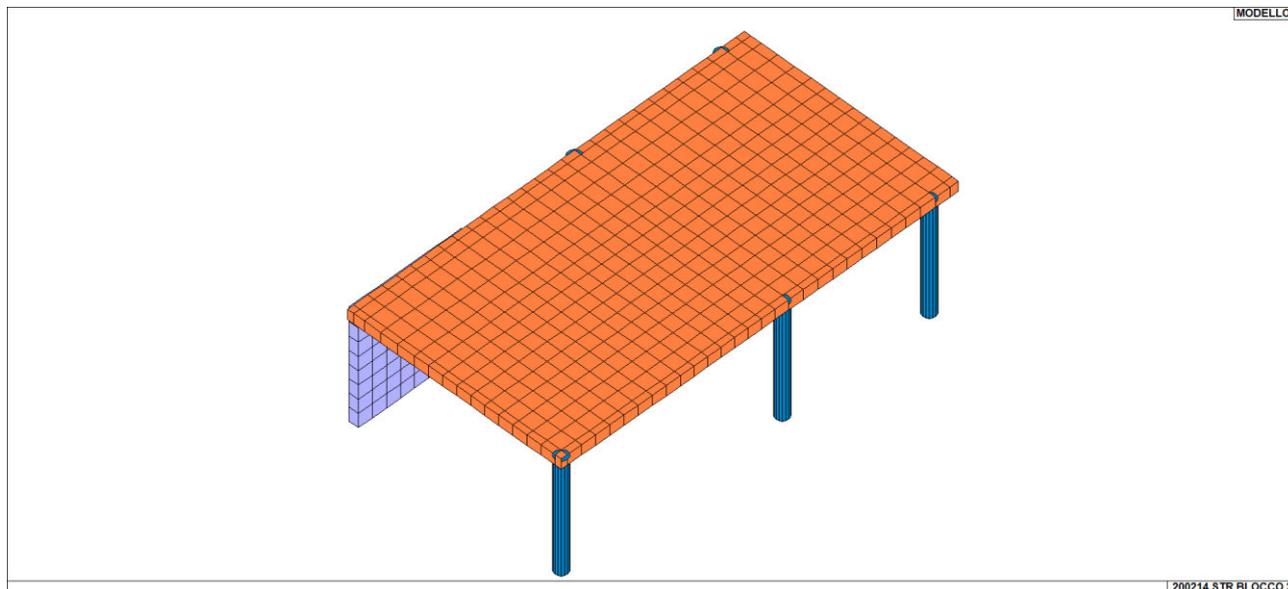
Armatura punzonamento							
Distanza massima spilli 0.75d	$s_{r,max}$	21.7	[cm]	Diametro spilli	$\phi$	10	[mm]
Distanza spilli	$s_r$	20	[cm]	OK	Numero spilli serie su perimetro	n	3
Distanza min. della prima serie dal pil	$a_{1min}$	8.7	[cm]		Minimo numero totale spilli	$n_{Tot,min}$	6
Distanza max. della prima serie dal pil	$a_{1max}$	14.5	[cm]		Inclinazione armature	$\alpha$	90
Distanza spilli dal pilastro	$a_1$	10	[cm]	OK	Area totale armatura taglio	$A_{sw}$	471
					Resistenza di progetto efficace acc	$f_{ywd}$	322.25
Perimetro lungo il quale arm. non nec.	$u_{out}$	227.3	[cm]				
Distanza max dal pilastro	$a_u$	17.08	[cm]		Resistenza a punzonamento	$V_{Rd,cs}$	1.12
						$V_{Ed}/V_{Rd,cs}$	0.66
							<b>VERIFICATO</b>
Numero di serie spilli	n	2	[-]				
Distanza ultima serie spilli	$a_{ud}$	30	[cm]	OK			

Con l'inserimento degli spilli la verifica al punzonamento risulta soddisfatta.

**24.3 VERIFICA SOLAIO DI COPERTURA (FUTURO AMPLIAMENTO)**

Calcestruzzo: C32/40

Spessore 34 cm



Solaio copertura futuro ampliamento

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

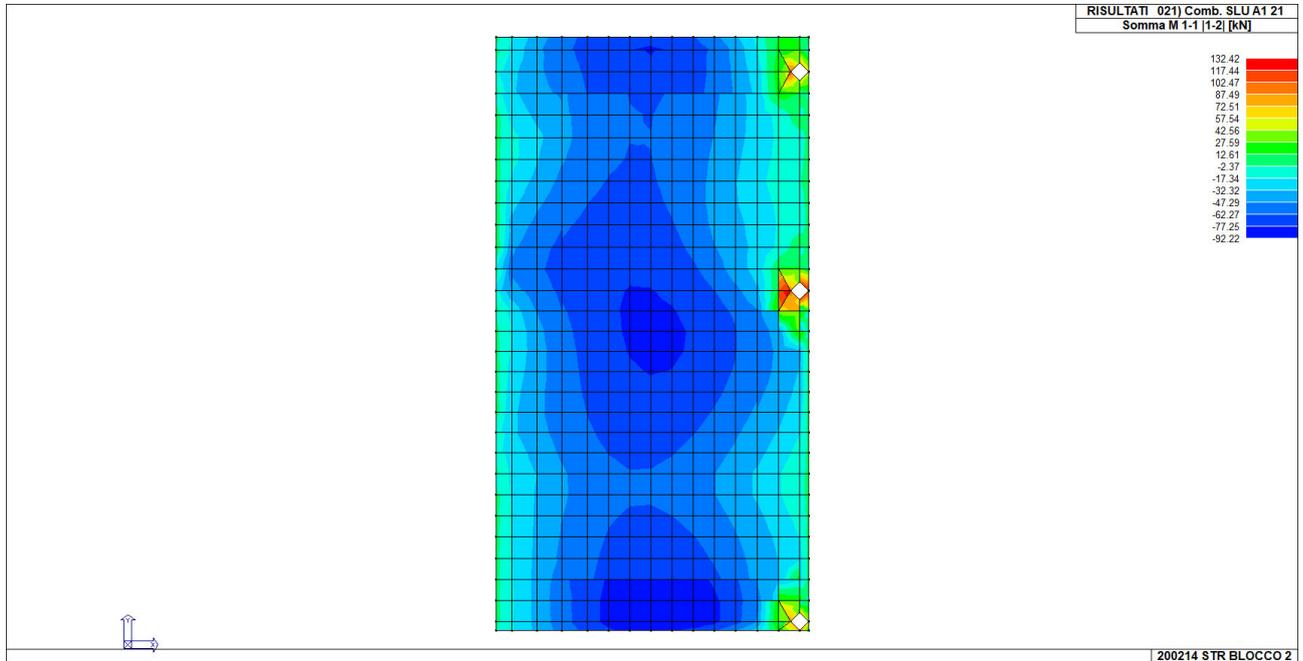
**24.3.1 SOLLECITAZIONI POSITIVE MASSIME**

L'armatura integrativa superiore (da sommare all'armatura di base) è costituita da  $\phi 10/16,5$  in entrambe le direzioni. Si riportano le verifiche delle zone più sollecitate.



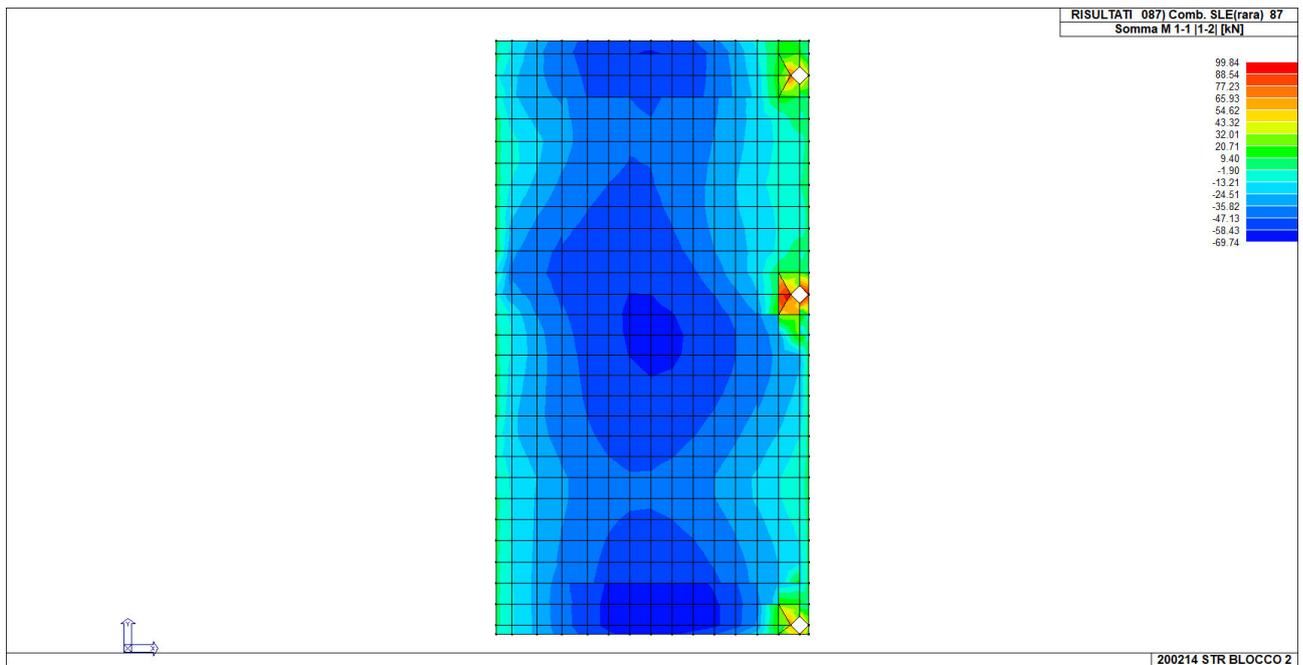
Si riportano le sollecitazioni maggiori tra le due direzioni:

MOMENTO MAX SLU



Il massimo momento positivo vale 132 kNm/m.

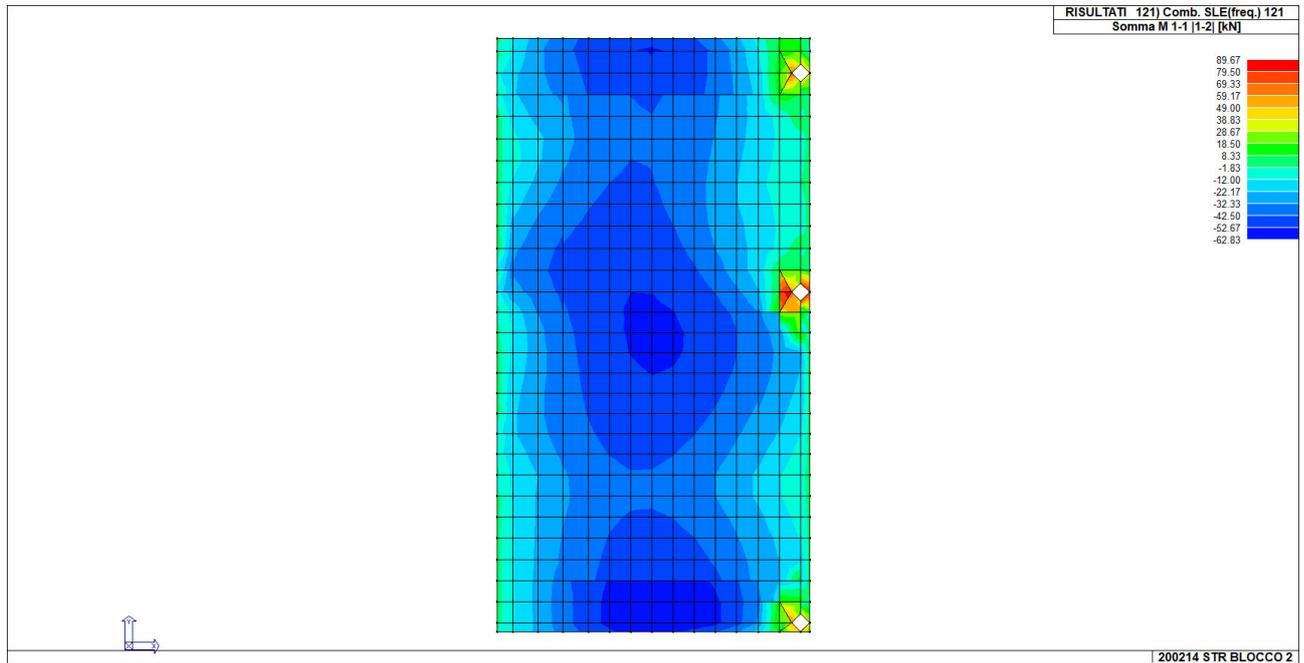
MOMENTO MAX SLE - RARA



Il massimo momento positivo vale 100 kNm/m.

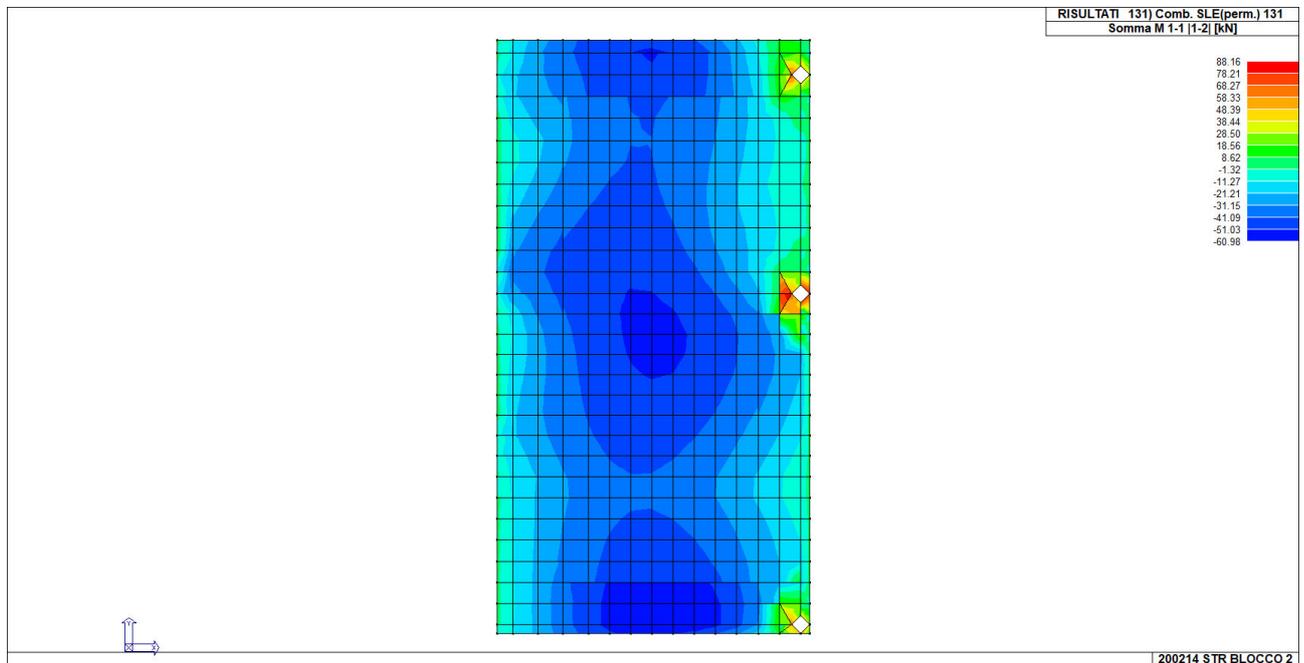


MOMENTO MAX SLE - FREQUENTE



Il massimo momento positivo vale 90 kNm/m.

MOMENTO MAX SLE - PERMANENTE



Il massimo momento positivo vale 88 kNm/m.



Si portano le verifiche effettuate:

VERIFICA SLU

VERIFICA TRAVE SLU SLE VERIFICA SOLAIO COPERTURA - DIR X SUP										
SEZIONE				MATERIALI						
				Acciaio	$f_{yk}$	450 [Mpa]	$v_s$	1.15	$f_{yd}$	391.3 [Mpa]
				B450C	$E_s$	210000 [Mpa]	Tensione in comb. Rara		$\epsilon_{yd}$	0.186%
Larghezza trave	$b_d$	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	$c'$	5.1 [cm]			$R_{ck}$	40 [Mpa]	$\alpha_{cc}$	0.85	$f_{ctm}$	3.0 [Mpa]
Copripetto asse armatura tesa	c	5.1 [cm]			$E_c$	33346 [Mpa]	Tensione in comb. Rara		$f_{cd,rara}$	19.2 [Mpa]
Altezza utile	d	28.9 [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	4.44									
x/d	0.154									
$\epsilon_s$	1.93%									
Rottura lato calcestruzzo - Acciaio snervato										
$N_{rd}$	0	[kN]		Armatura compressa	$n'$	6.06	$\phi$	14	Area	9.33
$M_{ed}$	132	[kNm]		Armatura Tesa	$n'$	6.06	$\phi$	10	Area	4.76
<b><math>M_{rd}</math></b>	<b>152.4</b>	[kNm]	87%							
$\sigma'_s$	-109	[Mpa]			A's	9.33	[cm <sup>2</sup> ]		As	14.09 [cm <sup>2</sup> ]
$\sigma_s$	391	[Mpa]		$\mu=A's/A_s$	66.22%	$\rho=A's/bd$	0.27%	OK	$\rho=A_s/bd$	0.41%
									$\rho_{min}$	0.17%
									$\rho_{max}$	1.05%

Le verifiche a SLU risultano soddisfatte.

VERIFICHE SLE

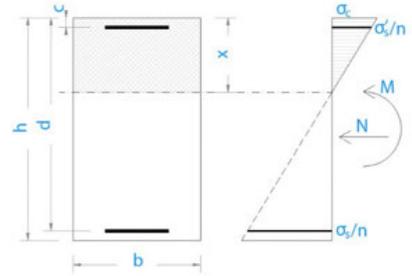
VERIFICA SLE									
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_0$	15		<b>Combinazione rara</b>					
<b>Sezione interamente reagente</b>				Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	100 [kNm]			<b>Limitazione tensioni</b>
Asse neutro	x	17.23 [cm]		Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	7.9 [Mpa]			<b>0.41</b>
Inerzia sezione interamente reagente	I	377082 [cm <sup>4</sup> ]		Tensione armatura sup	$\sigma_s$	-49			<b>0.14</b>
Momento prima fessurazione	$M_{cr}$	68 [kNm]		Tensione armatura inf	$\sigma_s$	276 [Mpa]			<b>0.77</b>
<b>Sezione fessurata</b>				Deformazione unitaria	$\epsilon_{sm}$	0.10% [-]			
Asse neutro	$x_p$	8.7 [cm]		Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	0.269 [mm]			
Inerzia sezione parzializzata	$I_p$	109991 [cm <sup>4</sup> ]		<b>Combinazione frequente</b>					
Tensione armatura in trazione	$\sigma_s$	187 [Mpa]		Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	90 [kNm]			
Altezza efficace calcestr. zona tesa	$h_{c,ef}$	5.6 [cm]		Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	7.1 [Mpa]			
Area di calcestruzzo nella zona tesa	$A_{ct}$	559 [cm <sup>2</sup> ]		Tensione armatura sup	$\sigma_s$	-44			
				Tensione armatura inf	$\sigma_s$	248 [Mpa]			
Armatura minima per fessurazione	$A_{s,min}$	9.02 [cm <sup>2</sup> ]	k1	Deformazione unitaria	$\epsilon_{sm}$	0.09% [-]			
percentuale armatura minima	$\rho_{s,min}$	0.03 [-]	k2	Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	0.235 [mm]			
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	151 [mm]	k3	<b>Combinazione quasi permanente</b>					
			k4	Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	88 [kNm]			<b>Limitazione tensioni</b>
				Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	6.9 [Mpa]			<b>0.48</b>
				Tensione armatura sup	$\sigma_s$	-43			
				Tensione armatura inf	$\sigma_s$	243 [Mpa]			
				Deformazione unitaria	$\epsilon_{sm}$	0.09% [-]			
				Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	0.228 [mm]			

L'ampiezza delle fessure e le tensioni in esercizio (<1) 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	$x$	10	[cm]		
Inerzia sezione	$I$	139670	[cm <sup>4</sup> ]		
tensione calcestruzzo	$\sigma_c$	-9.04	[Mpa]	$< f_{cd}$	<b>OK</b>
tensione acciaio superiore	$\sigma'_s$	-86	[Mpa]	$< f_{yd}$	<b>OK</b>
Deformazione acciaio superiore	$\epsilon'_s$	0.04%	[Mpa]	$< 0.186\%$	<b>OK</b>
tensione acciaio inferiore	$\sigma_s$	366	[Mpa]	$< f_{yd}$	<b>OK</b>
Deformazione acciaio inferiore	$\epsilon_s$	0.17%	[Mpa]	$< 0.186\%$	<b>OK</b>



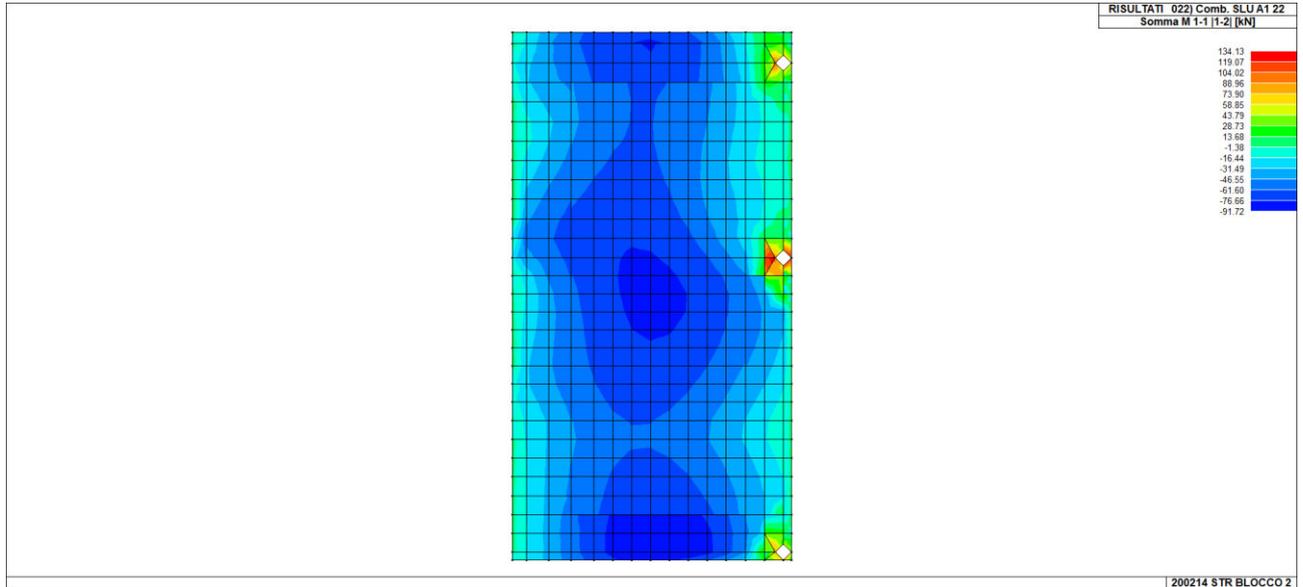
La sezione si trova in campo elastico.



24.3.2 SOLLECITAZIONI NEGATIVE MASSIME

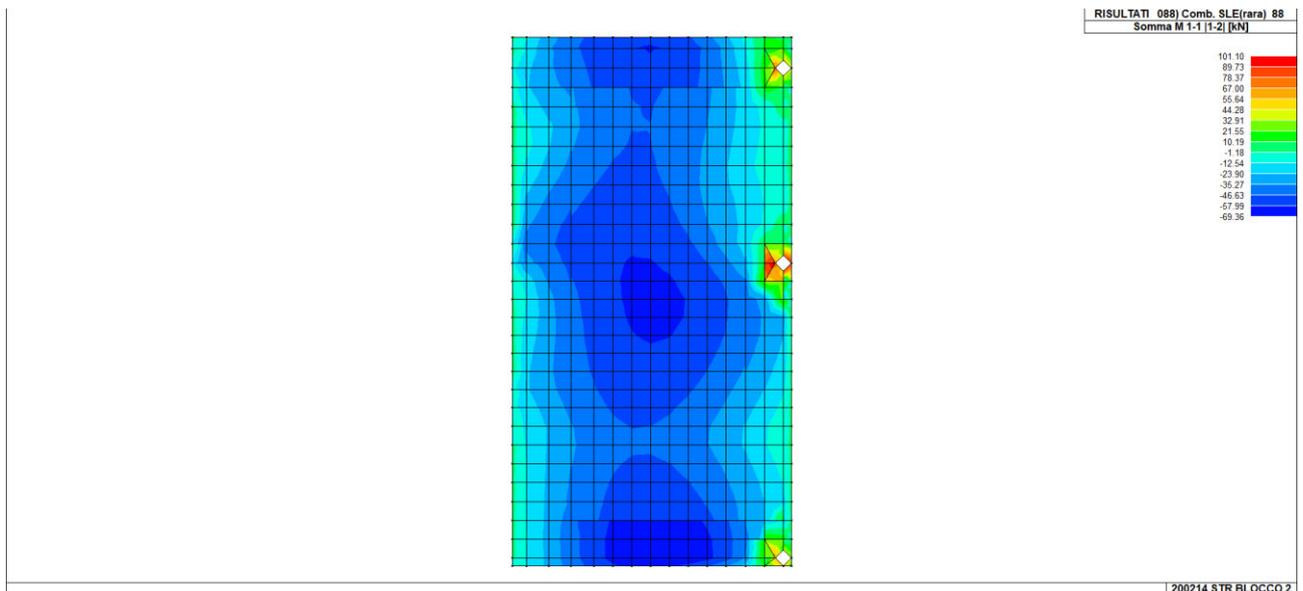
Si riportano le sollecitazioni maggiori tra le due direzioni:

MOMENTO MIN SLU



Il massimo momento negativo vale 91 kNm/m.

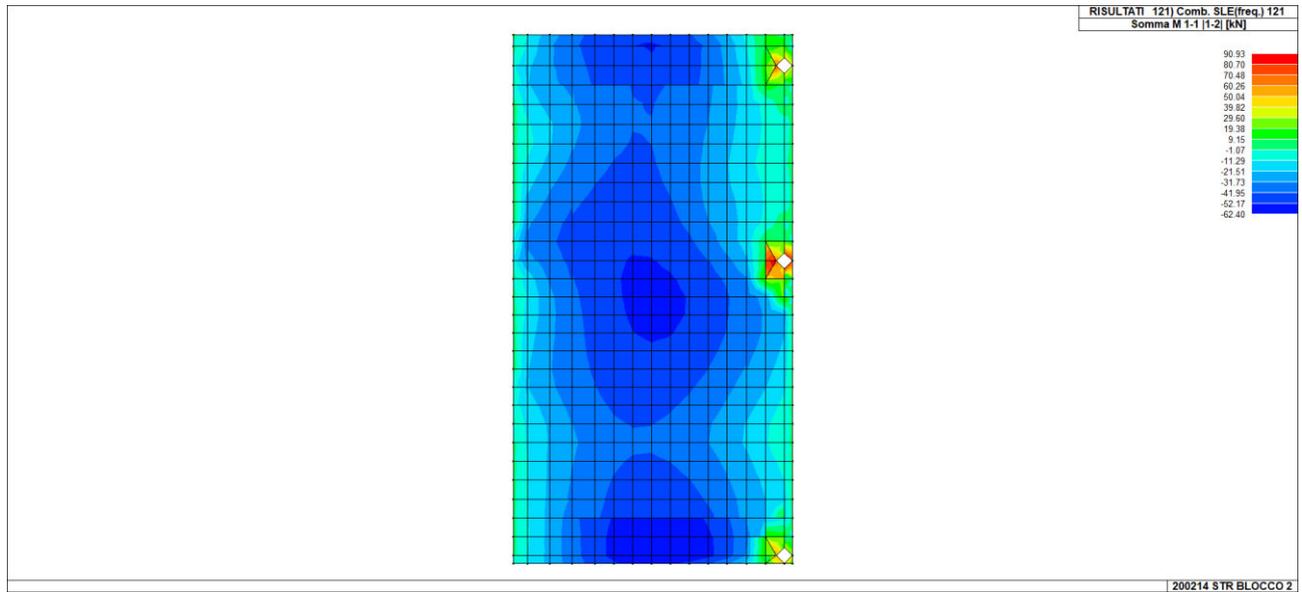
MOMENTO MIN SLE - RARA



Il massimo momento negativo vale 69 kNm/m.

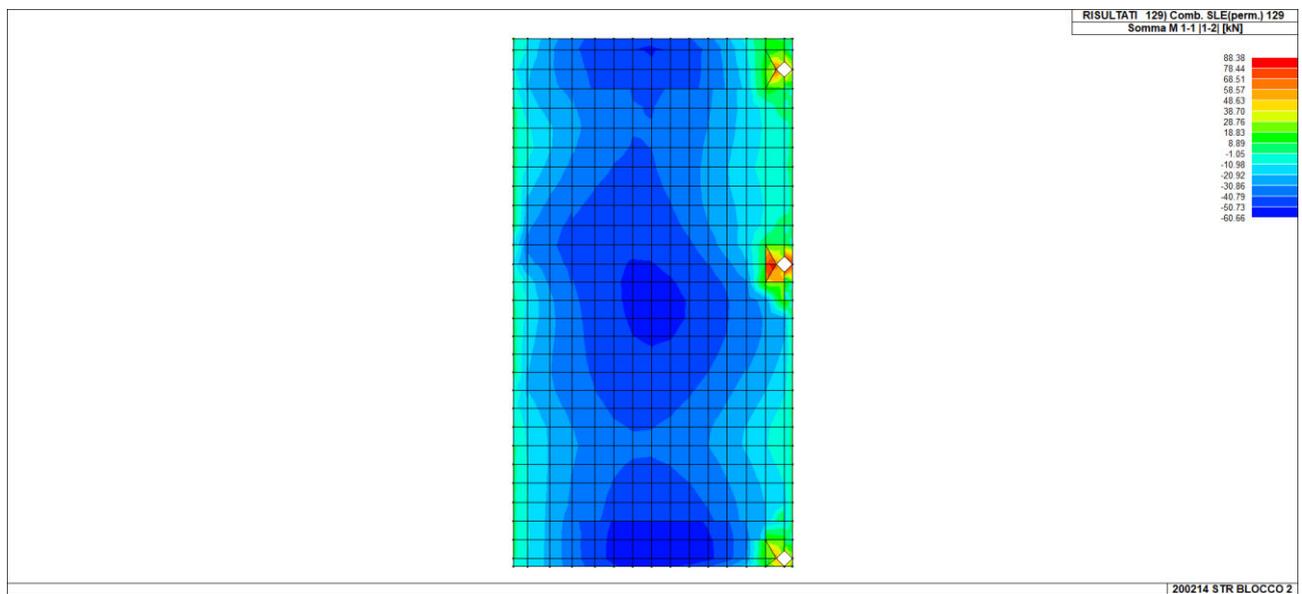


MOMENTO MIN SLE - FREQUENTE



Il massimo momento negativo è 62 kNm/m.

MOMENTO MIN SLE - PERMANENTE



Il massimo momento negativo è 61 kNm/m.



Si riportano le verifiche effettuate:

VERIFICA SLU

VERIFICA TRAVE SLU SLE									
VERIFICA SOLAIO COPERTURA - DIR X INF									
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]	Tensione in comb. Rara		$\epsilon_{yd}$	0.186%
Coprietto asse armatura compressa	$c'$	5.1 [cm]	Calcestruzzo	$f_{ck}$	32 [Mpa]	$\gamma_c$	1.5	$f_{cd,rara}$	360 [Mpa]
Coprietto asse armatura tesa	c	5.1 [cm]	C32/40	$R_{ck}$	40 [Mpa]	$\alpha_{cc}$	0.85	$f_{ctm}$	18.1 [Mpa]
Altezza utile	d	28.9 [cm]		$E_c$	33346 [Mpa]	Tensione in comb. Rara		$f_{cd,rara}$	3.0 [Mpa]
				$\epsilon_{cu}$	0.35%	Tensione in comb. Q. P.		$f_{od,Q.P.}$	19.2 [Mpa]
								$f_{od,Q.P.}$	0.45 [Mpa]
VERIFICA FLESSIONE SLU									
<b>CALCOLA <math>M_{rd}</math></b>									
x		4.13							
x/d		0.143							
es		2.10%							
Rottura lato calcestruzzo - Acciaio snervato									
$N_{ed}$		0 [kN]	Armatura compressa	$n'$	6.06	$\phi$	14	Area	9.33
$M_{ed}$		91 [kNm]	Armatura Tesa	$n''$	6.06	$\phi$	10	Area	4.76
$M_{rd}$		107.4 [kNm]							
$\sigma_s$		-172 [Mpa]							
$\sigma_s$		391 [Mpa]							
			$\mu=A's/As$	151.02%	$\rho=A's/bd$	0.41%	OK	$\rho=As/bd$	0.27%
								$\rho_{min}$	0.17%
								$\rho_{max}$	1.19%

Le verifiche a SLU risultano soddisfatte.

VERIFICHE SLE

VERIFICA SLE									
Coefficiente di omogeneizzazione	$n_0$	15	<b>Combinazione rara</b>						
<u>Sezione interamente reagente</u>			Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	69 [kNm]	Limitazione tensioni			
Asse neutro	x	16.77 [cm]	Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	6.3 [Mpa]	0.33			
Inerzia sezione interamente reagente	I	377082 [cm <sup>4</sup> ]	Tensione armatura sup	$\sigma_{s'}$	-27	0.08			
Momento prima fessurazione	$M_{cr}$	66 [kNm]	Tensione armatura inf	$\sigma_s$	283 [Mpa]	0.79			
<u>Sezione fessurata</u>			Deformazione unitaria	$\epsilon_{sm}$	0.10% [-]				
Asse neutro	$x_p$	7.2 [cm]	Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	0.307 [mm]				
Inerzia sezione parzializzata	$I_p$	79265 [cm <sup>4</sup> ]	<b>Combinazione frequente</b>						
Tensione armatura in trazione	$\sigma_s$	272 [Mpa]	Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	62 [kNm]				
Altezza efficace calcestr. zona tesa	$h_{c,ef}$	5.7 [cm]	Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	5.6 [Mpa]				
Area di calcestruzzo nella zona tesa	$A_{ct}$	574 [cm <sup>2</sup> ]	Tensione armatura sup	$\sigma_{s'}$	-25				
			Tensione armatura inf	$\sigma_s$	255 [Mpa]				
Armatura minima per fessurazione	$A_{s,min}$	6.39 [cm <sup>2</sup> ]	Deformazione unitaria	$\epsilon_{sm}$	0.08% [-]				
percentuale armatura minima	$\rho_{s,min}$	0.02 [-]	Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	0.263 [mm]				
Distanza massima tra le fessure	$S_{r,max}$	188 [mm]	<b>Combinazione quasi permanente</b>						
			Momento sollecitante	$M_{ed,r}$	61 [kNm]	Limitazione tensioni			
			Tensione nel calcestruzzo	$\sigma_c$	5.5 [Mpa]	0.38			
			Tensione armatura sup	$\sigma_{s'}$	-24				
			Tensione armatura inf	$\sigma_s$	250 [Mpa]				
			Deformazione unitaria	$\epsilon_{sm}$	0.08% [-]				
			Ampiezza caratteristica fessure	$w_k$	0.257 [mm]				

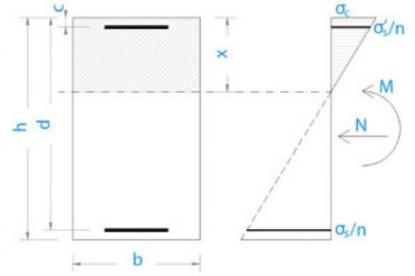
L'ampiezza delle fessure e le tensioni in esercizio (<1) risultano minori dei limiti di normativa pertanto le verifiche a SLE risultano soddisfatte.



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	$x$	8	[cm]			
Inerzia sezione	$I$	102046	[cm <sup>4</sup> ]			
tensione calcestruzzo	$\sigma_c$	-7.08	[Mpa]	$< f_{cd}$	<b>OK</b>	
tensione acciaio superiore	$\sigma'_s$	-51	[Mpa]	$< f_{yd}$	<b>OK</b>	
Deformazione acciaio superiore	$\epsilon'_s$	0.02%	[Mpa]	$< 0.186\%$	<b>OK</b>	
tensione acciaio inferiore	$\sigma_s$	379	[Mpa]	$< f_{yd}$	<b>OK</b>	
Deformazione acciaio inferiore	$\epsilon_s$	0.18%	[Mpa]	$< 0.186\%$	<b>OK</b>	



La sezione si trova in campo elastico.



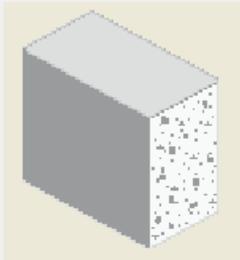
## 25. VERIFICA DEFORMAZIONI

Si riporta la verifica della deformazione verticale dei solai. La verifica è stata effettuata utilizzando come modulo elastico del calcestruzzo il valore efficace:

$$E_{cm,eff} = \frac{E_{cm}}{1+\varphi} \text{ con } \varphi = 1.84: \text{ coefficiente di viscosità a tempo infinito.}$$

Definizione proprietà materiale tipo c.a.

Stringa identificativa	Calcestruzzo Classe C32/40
<b>Generalità</b>	
<input type="checkbox"/> Materiale esistente	
<b>Resistenze</b>	
Resistenza Rck	400.0 [daN/cm <sup>2</sup> ]
Resistenza fctm	30.99 [daN/cm <sup>2</sup> ]
<input type="checkbox"/> Elasto-plastico per aste ...	
<b>Proprietà</b>	
Peso specifico	2.5000e-03 [daN/cm <sup>3</sup> ]
Dilatazione termica	1.0000e-05 [1/C]
Smorzamento	5.0
<b>Costanti elastiche</b>	
Modulo E	<b>118309.9 [daN/cm<sup>2</sup>]</b>
Poisson	0.2
Modulo G	<b>49295.78 [daN/cm<sup>2</sup>]</b>
<input type="checkbox"/> Ortotropo	
<b>Avanzate</b>	
<b>Ortotropo</b>	
Materiale non isotropo pertanto non definibile con solo 2 parametri (E,G o E,Poisson); valori utilizzati per D3 e solidi	

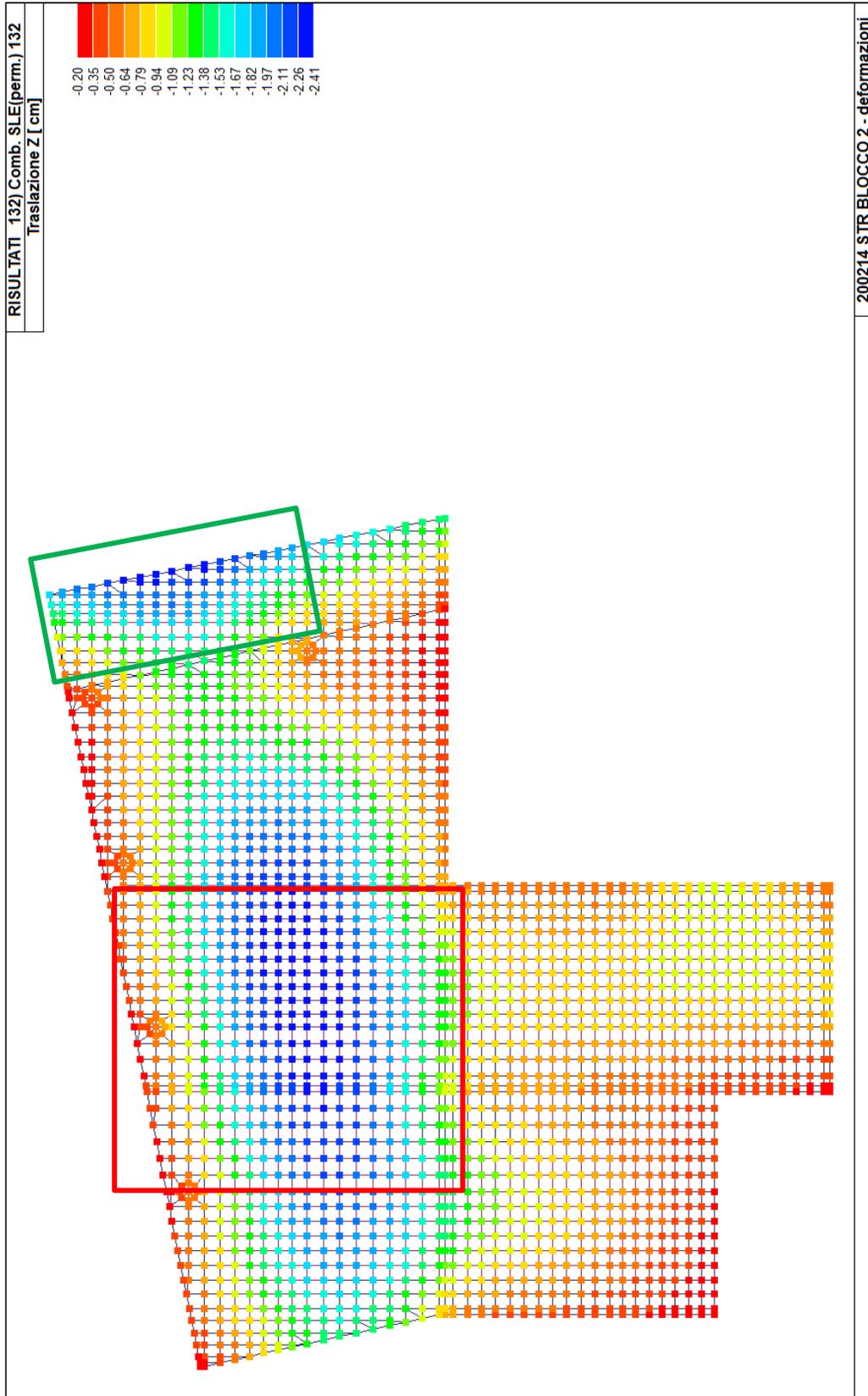


OK    Annulla



25.1 SOLAIO P1

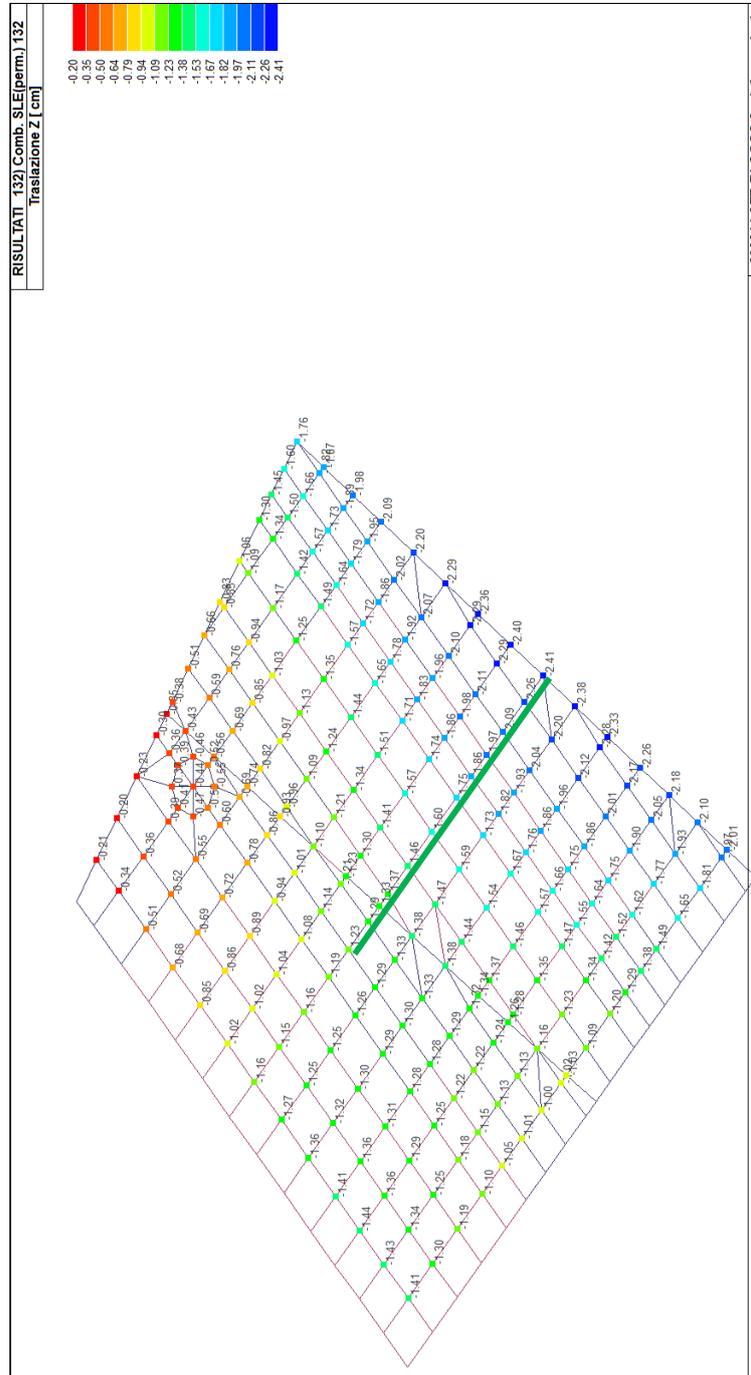
Si riportano le deformazioni del solaio P1:



SPOSTAMENTI VERTICALI MASSIMI

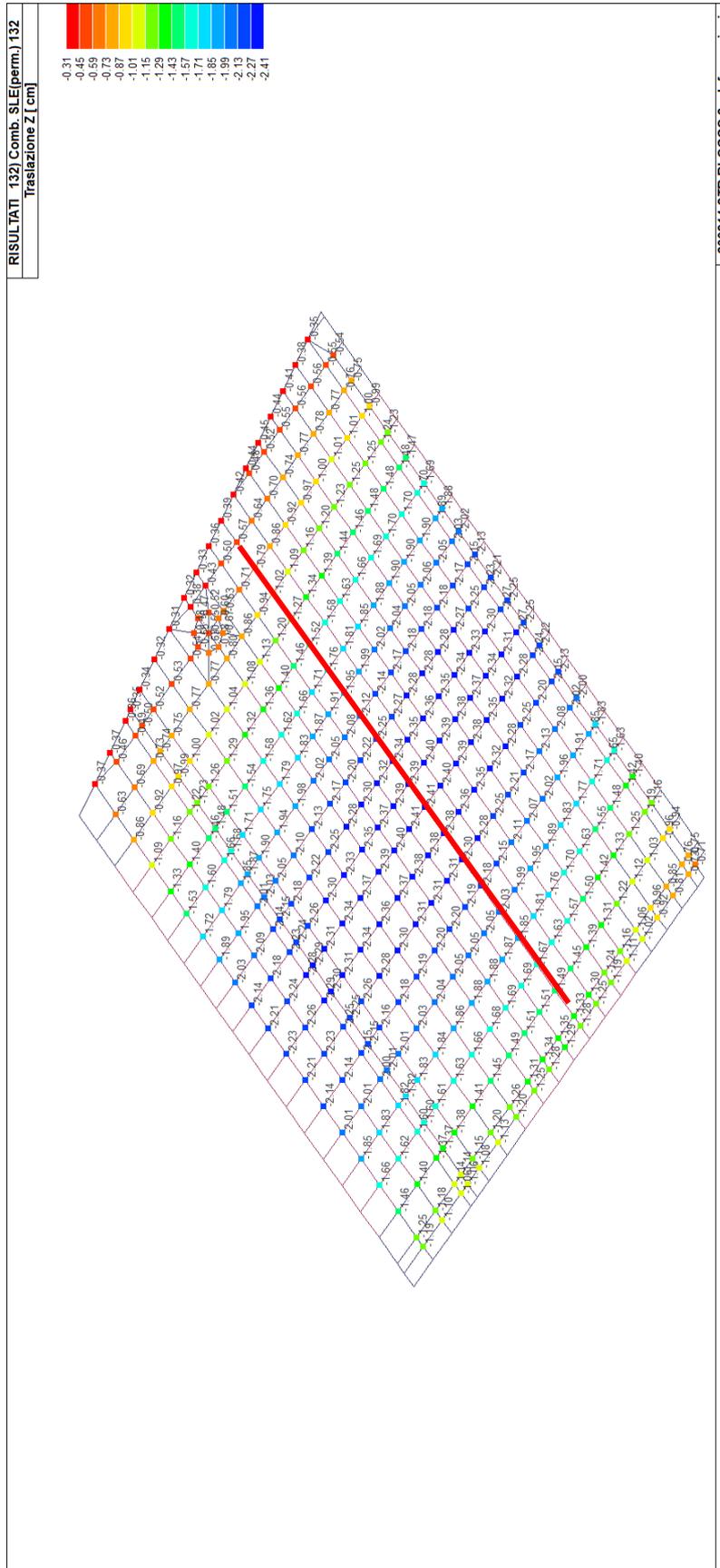


Si sono considerate le porzioni di solaio più deformate in corrispondenza dello sbalzo e in mezzera della campata.



La deformata relativa calcolata sulla linea verde (sullo sbalzo) vale  $2,41 - 1,23 = 1,18$  cm.

Si calcola  $L/f = 2 \cdot 350 / 1,18 = 593$ .  $1/593 < 1/500$  pertanto la verifica di inflessione può ritenersi soddisfatta.



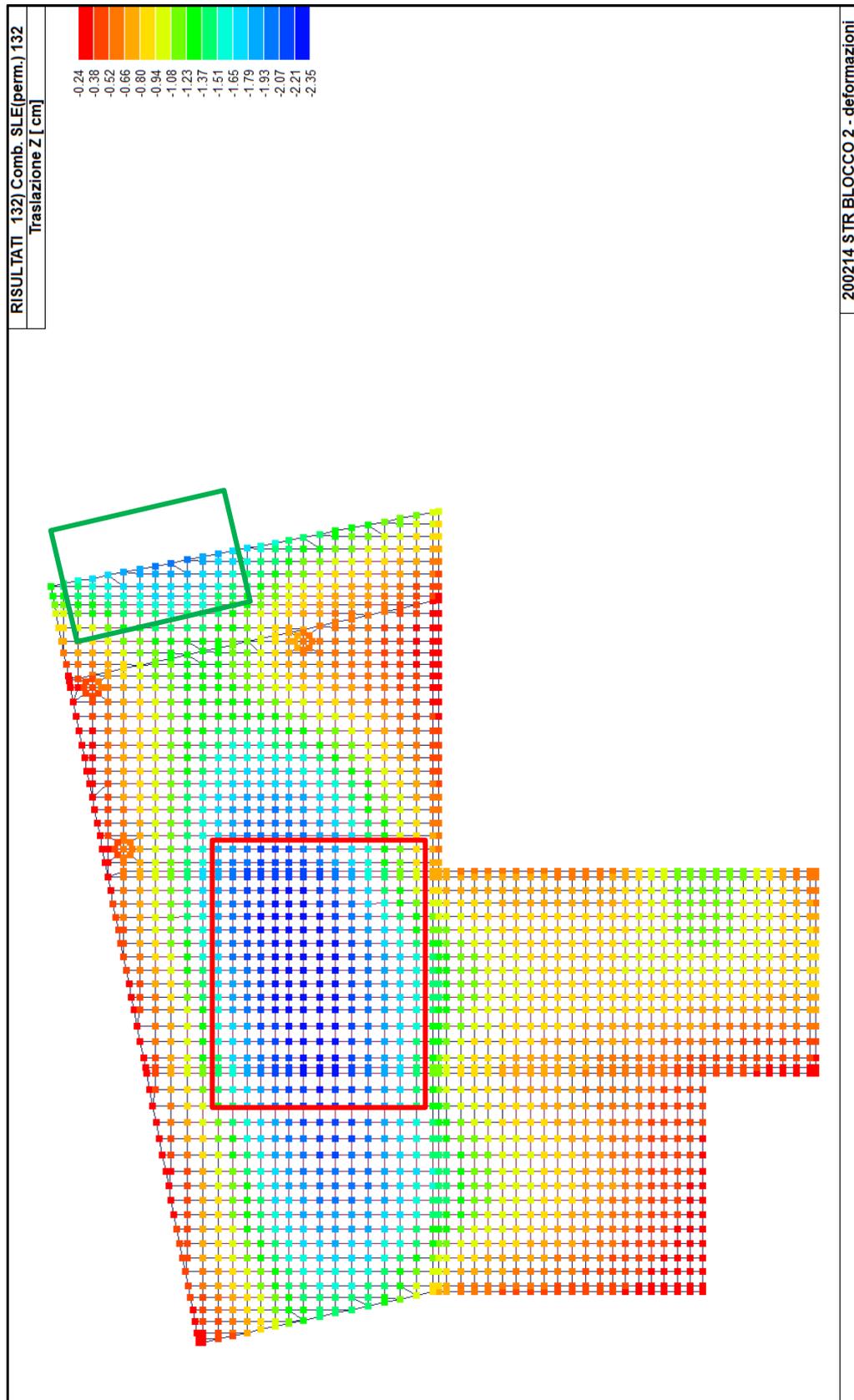
La deformata relativa calcolata sulla linea rossa (in mezzeria della campata) vale  $2,41 - 0,57 = 1,84$  cm.

Si calcola  $L/f = 1050/1,84 = 571$ .  $1/571 < 1/250$  **pertanto la verifica di inflessione può ritenersi soddisfatta.**



25.2

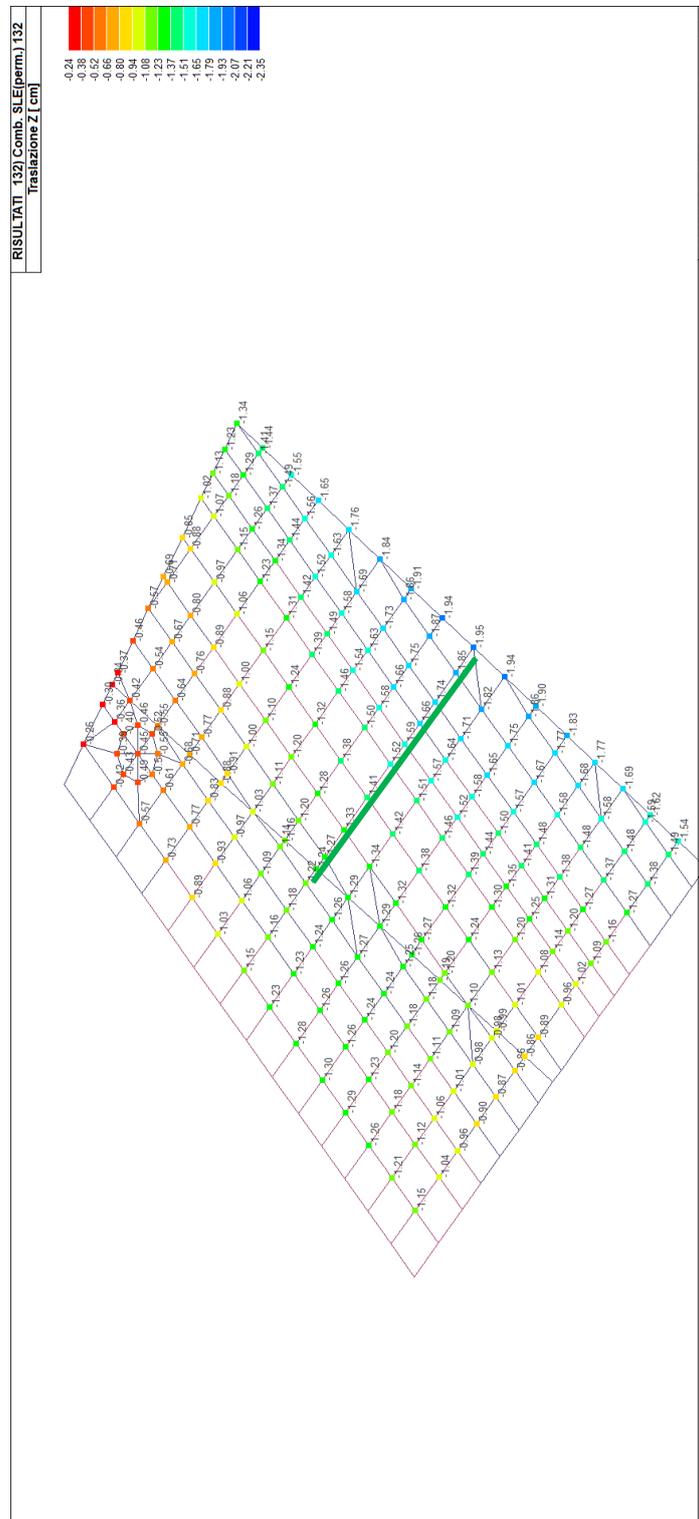
SOLAIO P2



SPOSTAMENTI VERTICALI MASSIMI

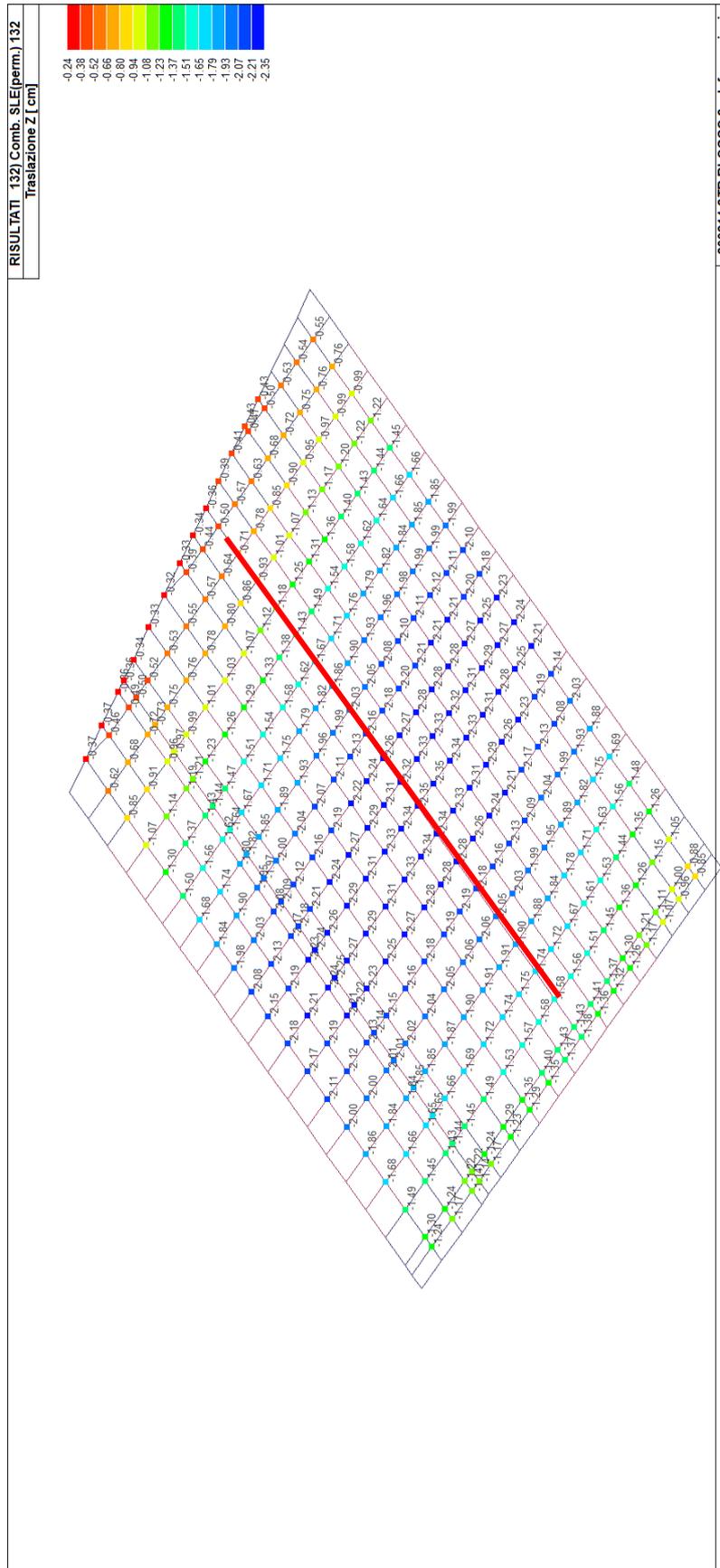


Si sono considerate le porzioni di solaio più deformate in corrispondenza dello sbalzo e in mezzera della campata.



La deformata relativa calcolata sulla linea verde (sullo sbalzo) vale  $1,95 - 1,22 = 0,73$  cm.

Si calcola  $L/f = 2 \cdot 350 / 0,73 = 959$ .  $1/959 < 1/500$  **pertanto la verifica di inflessione può ritenersi soddisfatta.**



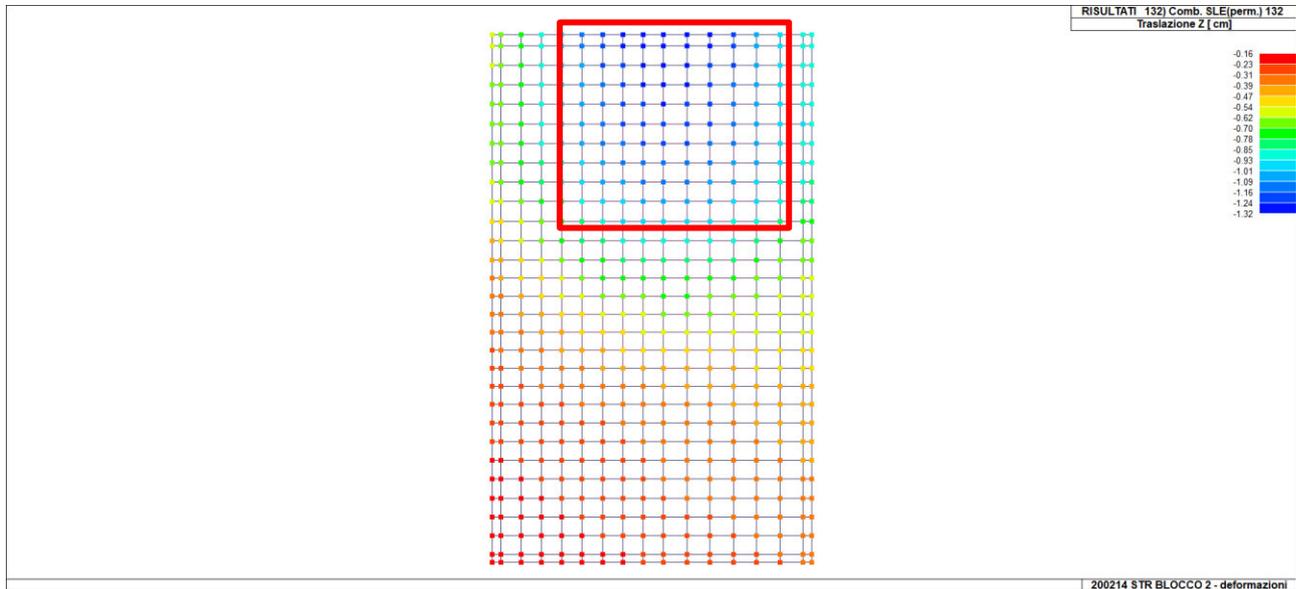
La deformata relativa calcolata sulla linea rossa (in mezzeria della campata) vale  $2,35 - 0,50 = 1,85$  cm.

Si calcola  $I/f = 1050/1,85 = 568$ .  $1/568 < 1/250$  **pertanto la verifica di inflessione può ritenersi soddisfatta.**

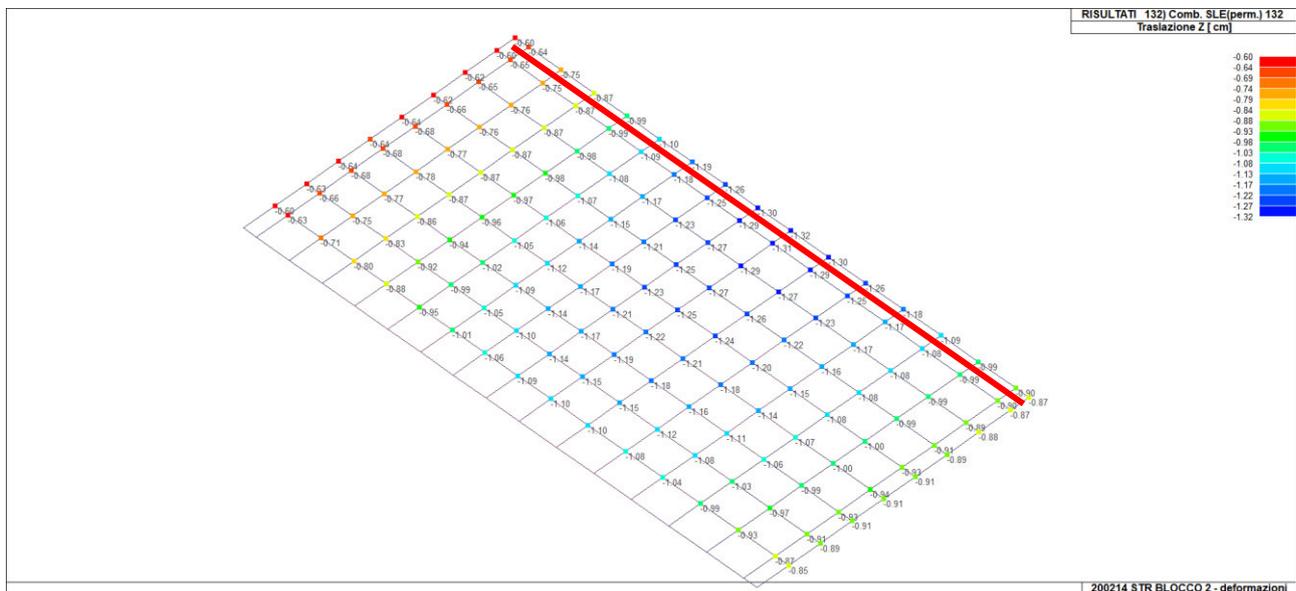


25.3

SOLAIO COPERTURA



Si è considerata la porzione di solaio più deformata:

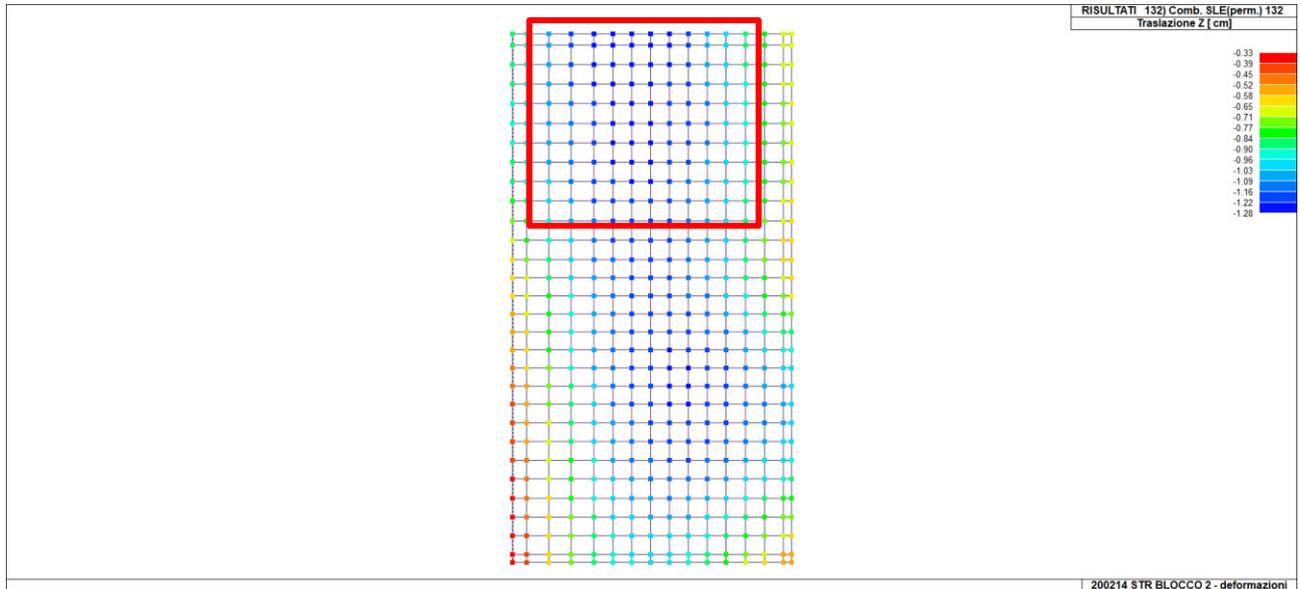


La deformata relativa calcolata sulla linea rossa vale  $1,32 - 0,64 = 0,71$  cm.

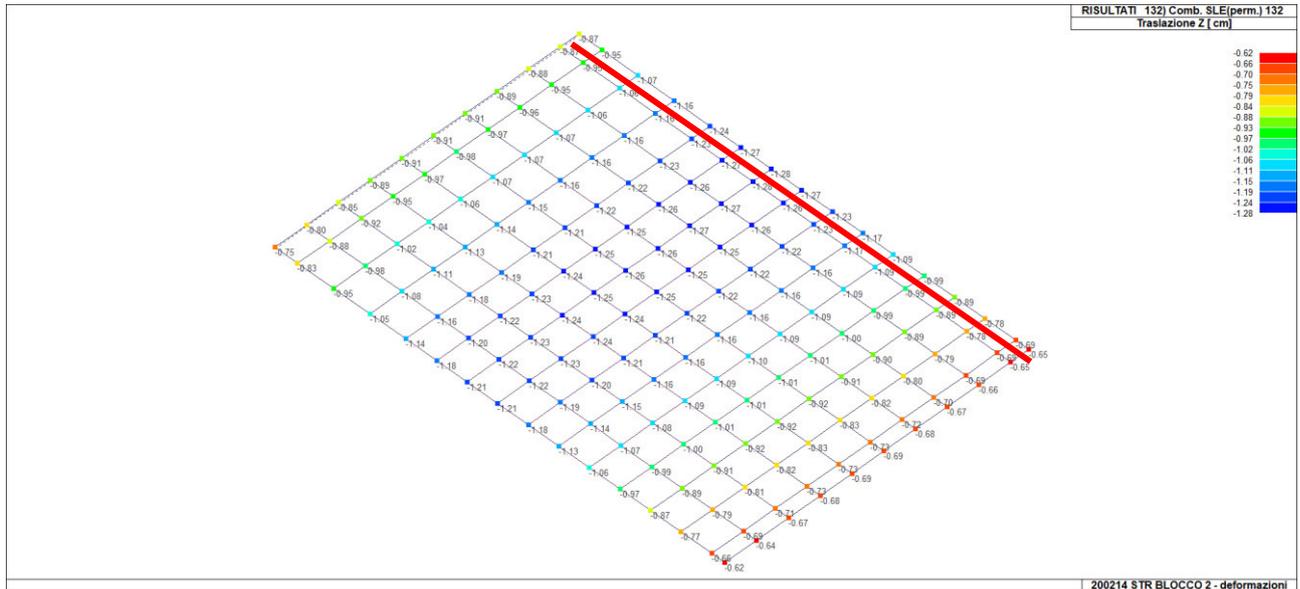
Si calcola  $L/f = 735/0,71 = 1035$ .  $1/1035 < 1/250$  pertanto la verifica di inflessione può ritenersi soddisfatta.



25.4 SOLAIO COPERTURA FUTURO AMPLIAMENTO



Si è considerata la porzione di solaio più deformatata:



La deformata relativa calcolata sulla linea rossa vale  $1,28 - 0,69 = 0,59$  cm.

Si calcola  $L/f = 735/0,59 = 1246$ .  $1/1246 < 1/250$  pertanto la verifica di inflessione può ritenersi soddisfatta.



## 26. VERIFICHE ELEMENTI PARETE E GUSCIO IN C.A.

Per le pareti in c.a. progettate in ottemperanza al cap. 7 del DM 17-01-18 vengono riportate 4 tabelle. In particolare per ogni parete si riportano:

- una tabella riassuntiva della geometria e dello stato di verifica per compressione assiale, pressoflessione e taglio; per le estese debolmente armate anche lo stato di verifica relativo alla snellezza.
- una tabella nella quale, per ogni quota significativa, si riporta l'armatura verticale di base e della zona confinata, l'armatura orizzontale, l'esito delle 5 verifiche condotte, lo sforzo assiale aggiuntivo per  $q$  superiore a 2 e i valori di involuppo di taglio e momento;
- una tabella nella quale, per ogni quota significativa, si riportano le azioni che hanno reso massimo il valore delle 5 verifiche condotte (in particolare le verifiche a taglio sono influenzate dal valore dello sforzo assiale e del momento). Le azioni derivate dall'analisi, in ogni combinazione di calcolo, sono elaborate come previsto al punto 7.4.4.5.1: traslazione del momento, incremento e variazione diagramma taglio, incremento e decremento sforzo assiale

una tabella riassuntiva dei parametri utilizzati per le verifiche a taglio per ogni quota significativa.

<b>TABELLA 1</b>	
H totale	Altezza complessiva della parete
Spessore	Spessore della parete
H critica	Altezza come da punto 7.4.4.5.1 per traslazione momento
L totale	Larghezza di base della parete
L confinata	Larghezza della zona confinata
Verif. N	Verifica di cui al punto 7.4.4.5.1 compressione semplice
Verif. N-M	Verifica di cui al punto 7.4.4.5.1 pressoflessione
Verif. Snellezza	Verifica di cui al punto 7.4.4.5.1 limitazione compressione per prevenire l'instabilità
Fattore V	Fattore di amplificazione del taglio di cui al punto 7.4.4.5.1
Diagramma V	Diagramma elaborato per effetto modi superiori come da fig. 7.4.4
Verif. V	Verifica di cui al punto 7.4.4.5.1 taglio (compressione cls, trazione acciaio, scorrimento in zona critica)
<b>TABELLA 2</b>	
Af conf.	Numero e diametro armatura presente in una zona confinata
Af std	Diametro e passo armatura in zona non confinata (doppia maglia)
Af estremi	Diametro dei ferri di estremità del pannello; se posto uguale 0, viene utilizzato il diametro standard
Af V (ori)	Diametro e passo armatura orizzontale (doppia maglia)
Ver. N	Rapporto tra azione di calcolo e resistenza a compressione (normalizzato a 1 in quanto da confrontare con 40% in CDB e 35 % in CDA)
Ver. N/M	Rapporto tra azione di calcolo e resistenza a pressoflessione
Ver. Snell.	Rapporto tra la snellezza dell'elemento e la snellezza lim. come da formula 4.1.41
Ver. V cls	Rapporto tra azione di calcolo e resistenza a taglio-compressione
Ver. V acc	Rapporto tra azione di calcolo e resistenza a taglio-trazione
Ver. V scorr.	Rapporto tra azione di calcolo e resistenza a taglio scorrimento
N add	Sforzo assiale di cui al punto 7.4.4.5.1 da sommare e sottrarre nelle verifiche quando $q$ supera 2
M invil	Inviluppo del momento come al punto 7.4.4.5.1 (informativo)
V invil	Inviluppo del taglio come al punto 7.4.4.5.1 (informativo)
<b>TABELLA 3</b>	
N v.N	Valore dello sforzo assiale per cui Ver. N attinge il massimo valore
N v.M/N, M v.M/N	Valore dello sforzo assiale e momento per cui Ver. N/M attinge il massimo valore
N v.M/N, M v.M/N Mo v.M/N	Valore dello sforzo assiale e dei momenti per cui Ver. N/M attinge il massimo valore (per le pareti estese debolmente armate)
N v.Vcls, V v.Vcls,	Valore dello sforzo assiale e taglio per cui Ver. V. cls attinge il massimo valore
N v.Vacc, M v.Vacc, V v.Vacc,	Valore dello sforzo assiale, momento e taglio per cui Ver. V. acc attinge il massimo valore
N v.Vscorr, M v.Vscorr, V v.Vscorr,	Valore dello sforzo assiale, momento e taglio per cui Ver. V. scorr.e
Tabella 4	



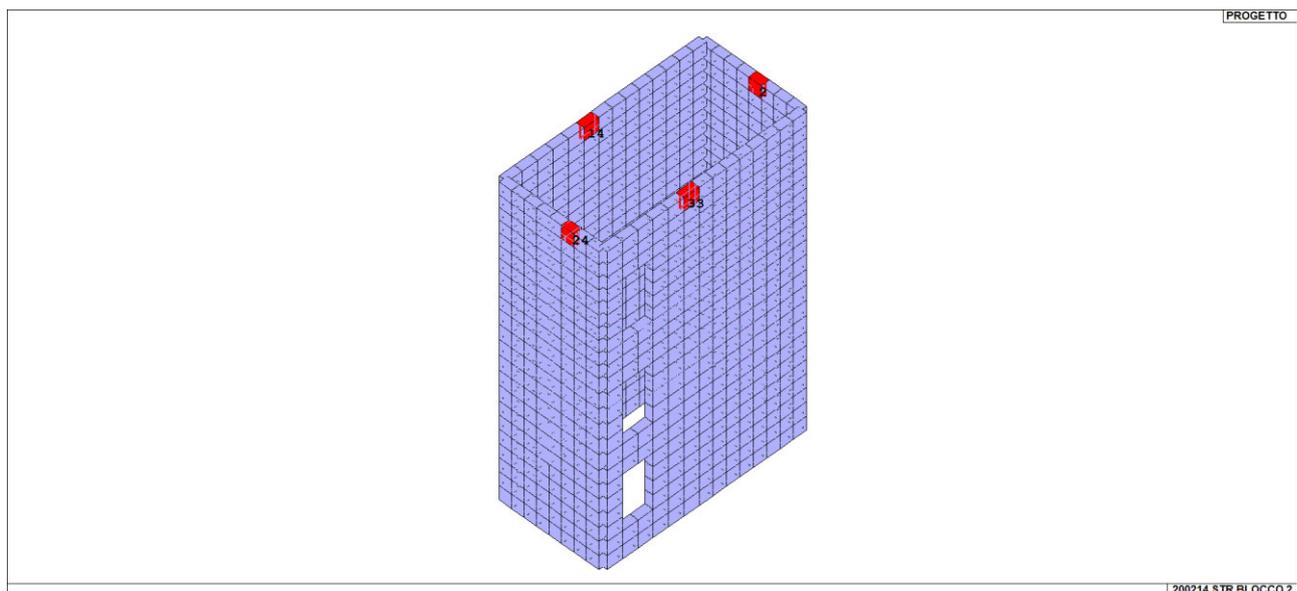
CtgT Vcls	Valore di $ctg(teta)$ adottato nella verifica V compressione cls
Vrsd Vcls	Valore della resistenza a taglio trazione (armatura di calcolo)
Vrcd Vcls	Valore della resistenza a taglio compressione
CtgT Vacc	Valore di $ctg(teta)$ adottato nella verifica V trazione armatura
Vrsd Vacc	Valore della resistenza a taglio trazione (armatura presente)
Vrcd Vacc	Valore della resistenza a taglio compressione
Vdd	Valore del contributo alla resistenza allo scorrimento come da [7.4.20]
Vid	Valore del contributo alla resistenza allo scorrimento come da [7.4.21]
Vfd	Valore del contributo alla resistenza allo scorrimento come da [7.4.22]

Nel caso dei gusci e nel caso in cui la progettazione della parete sia integrata o effettuata del tutto con progettazione locale si produce una tabella nella quale vengono riportati per ogni macroelemento il numero dello stesso ed il codice di verifica.

Per la progettazione con il metodo degli stati limite vengono riportati il rapporto  $x/d$ , la verifica per sollecitazioni ultime e la verifica per compressione media con l'indicazione delle due combinazioni in cui si sono attinti i rispettivi valori.

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

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

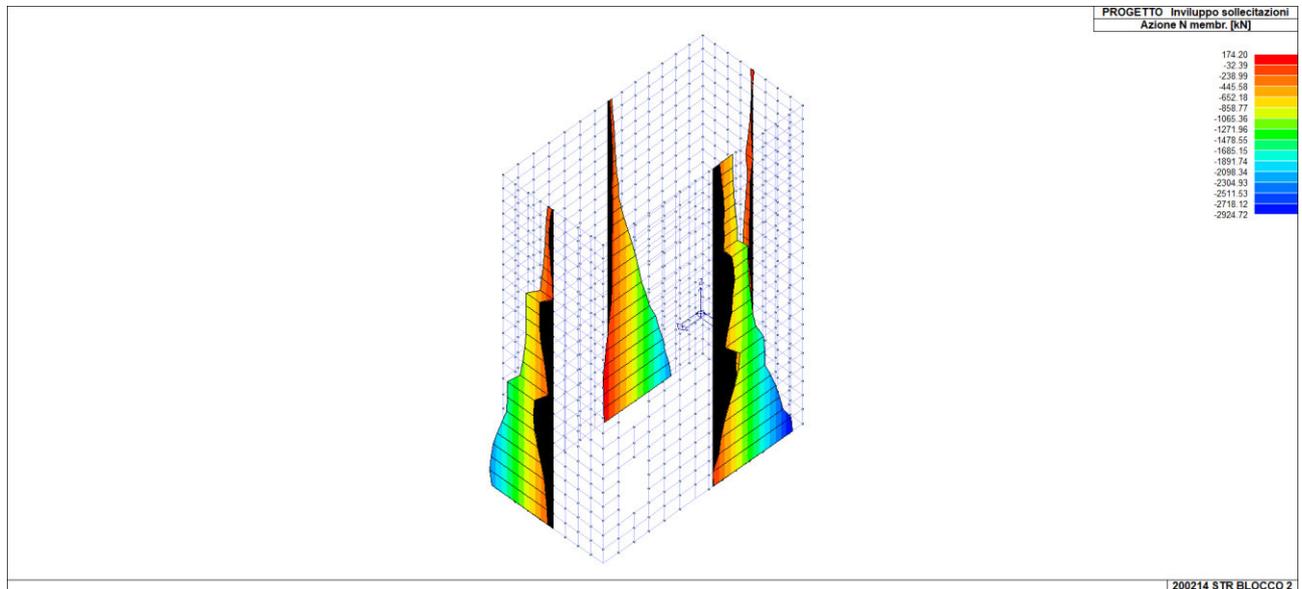


NUMERAZIONE SETTI

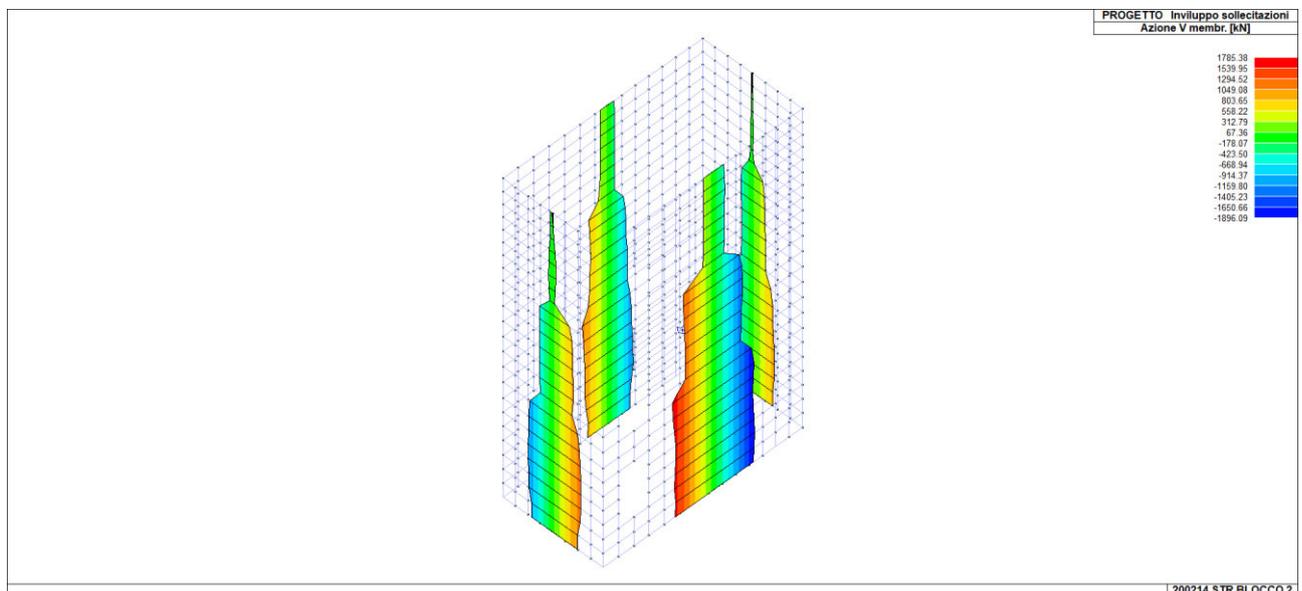


Si riportano gli involuipi delle sollecitazioni:

SFORZO NORMALE MEMBRANALE

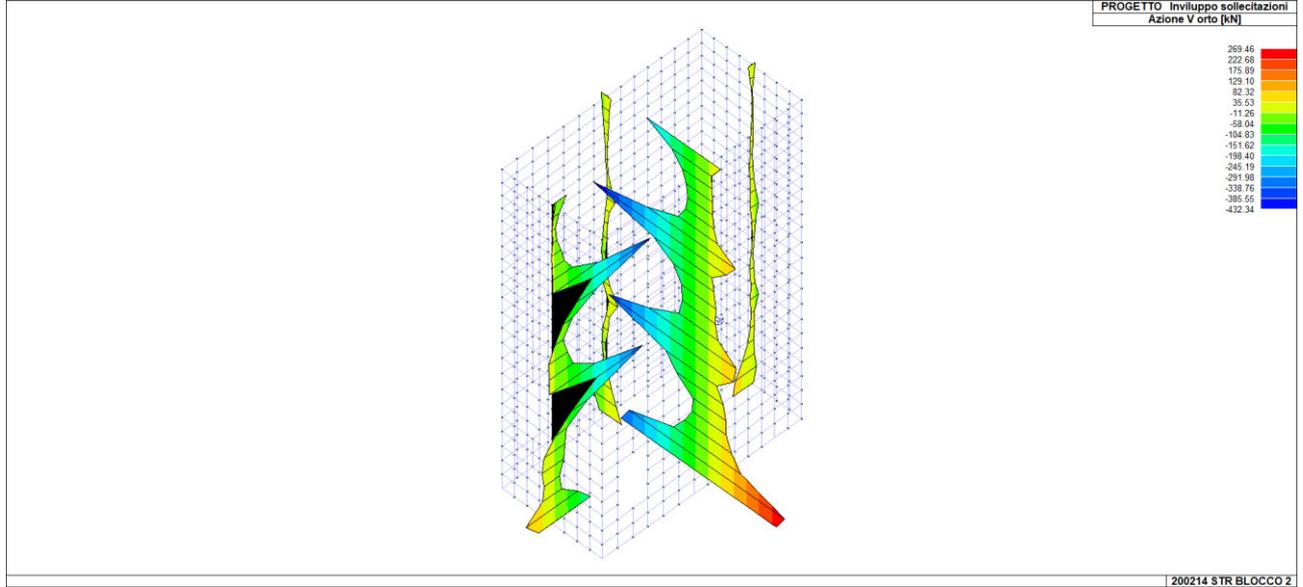


AZIONE MEMBRANALE DI TAGLIO

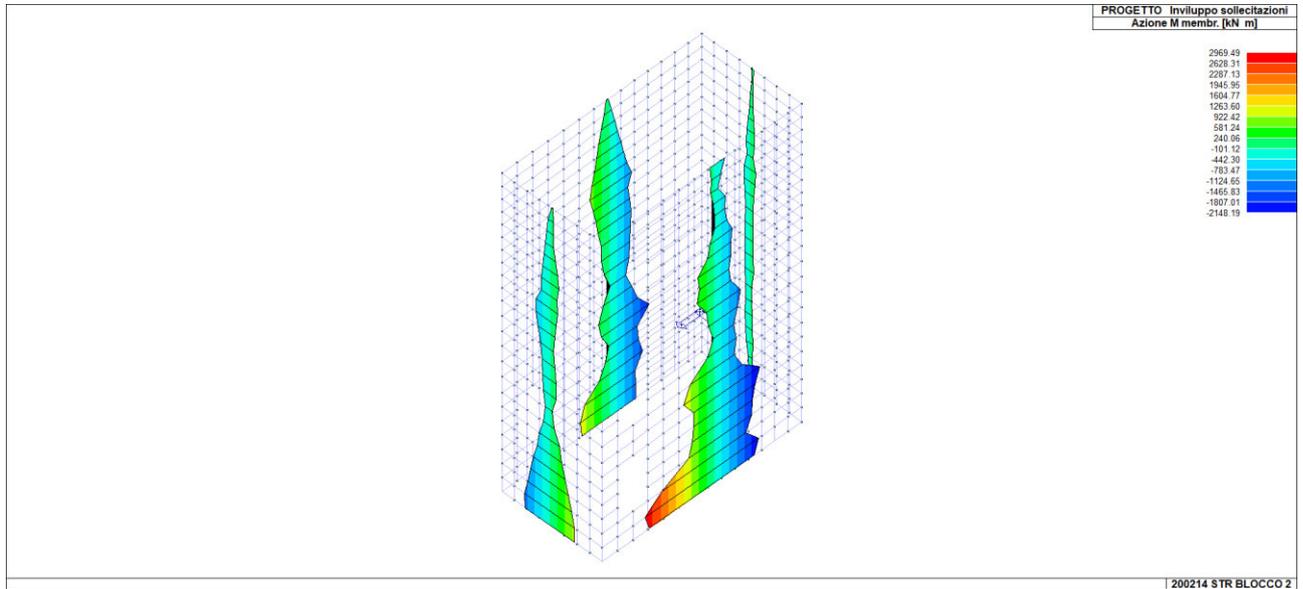




AZIONE ORTOGONALE DI TAGLIO

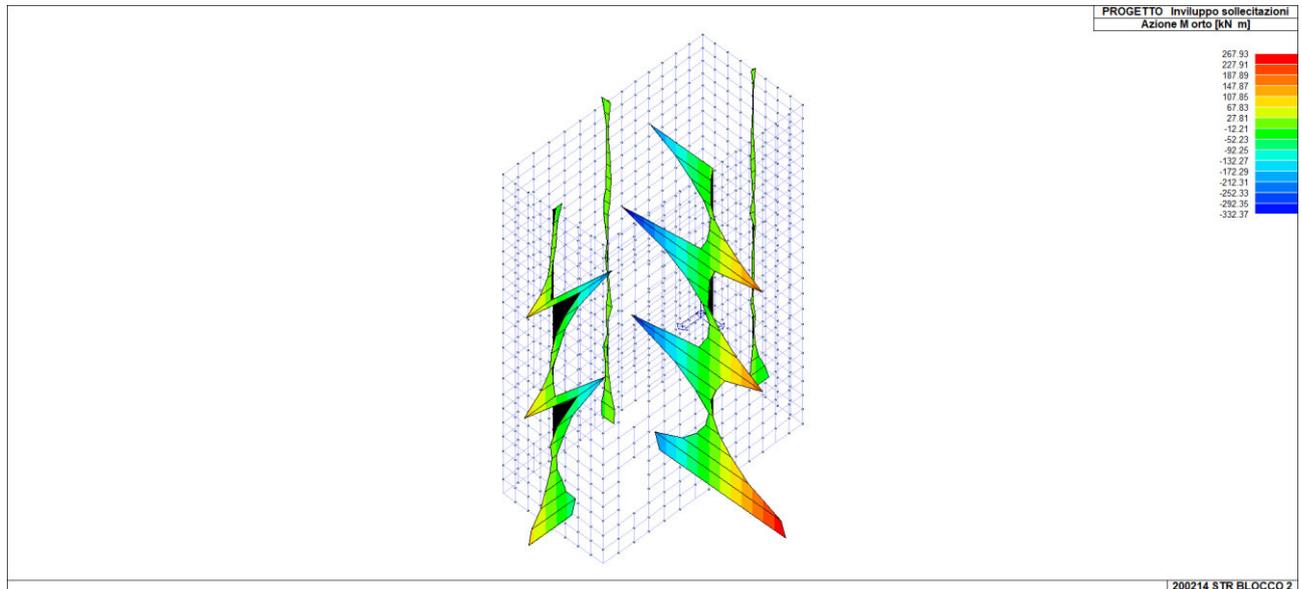


AZIONE MEMBRANALE MOMENTO





AZIONE ORTOGONALE MOMENTO

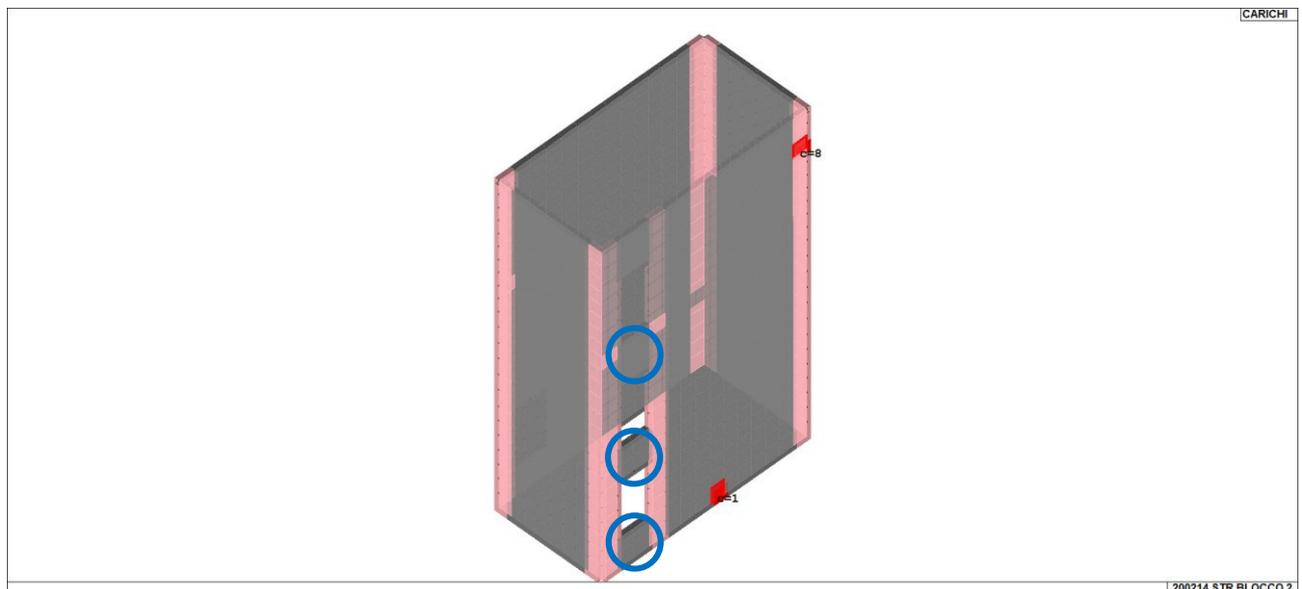


Nella progettazione dei setti sono stati utilizzati due criteri di progetto con le seguenti armature:

c1 (in grigio): maglia verticale  $\phi 16/20$ , maglia orizzontale  $\phi 12/20$

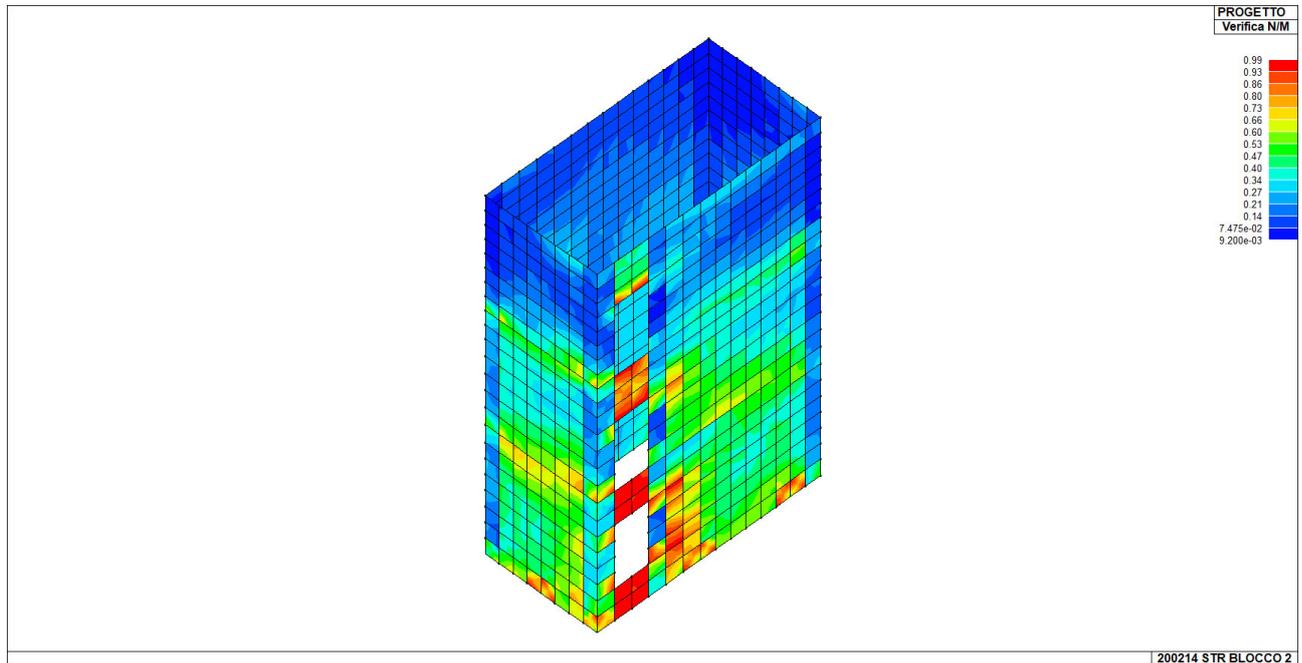
c8 (in rosa): maglia verticale  $\phi 16/10$ , maglia orizzontale  $\phi 12/10$

Gli architravi (cerchiati in blu) verranno verificati in seguito.





Si riportano le verifiche SLU:

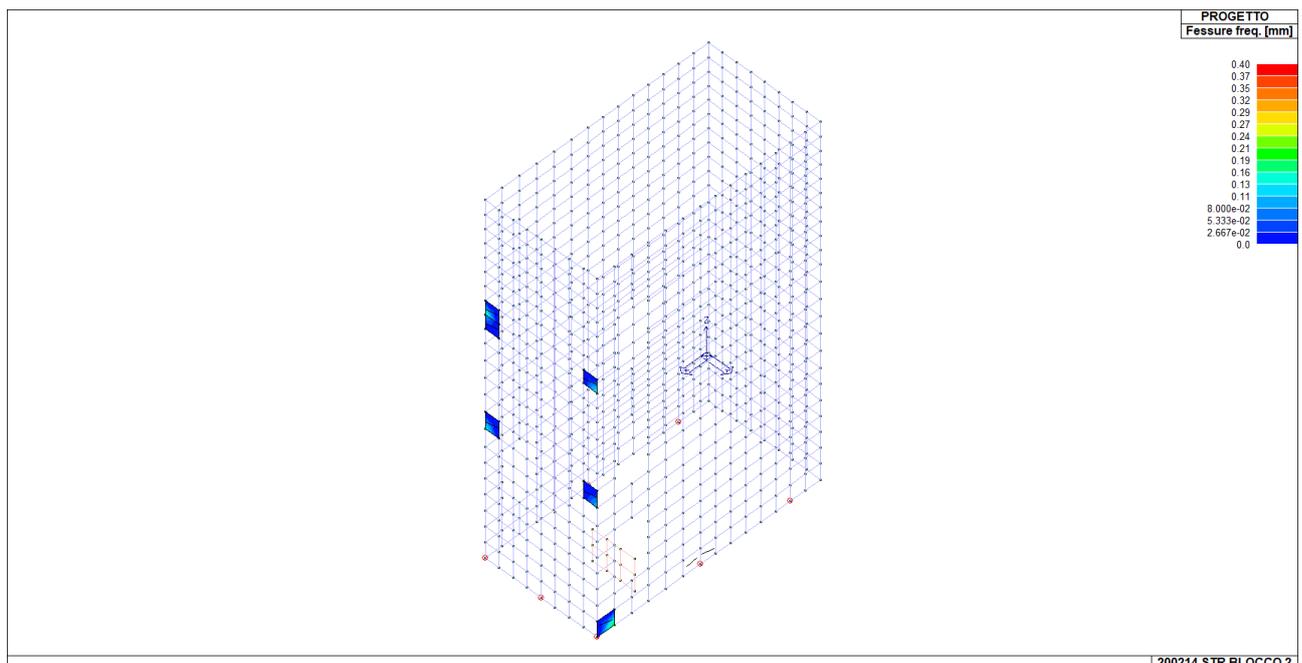


Le verifiche a SLU dei setti risultano soddisfatte.

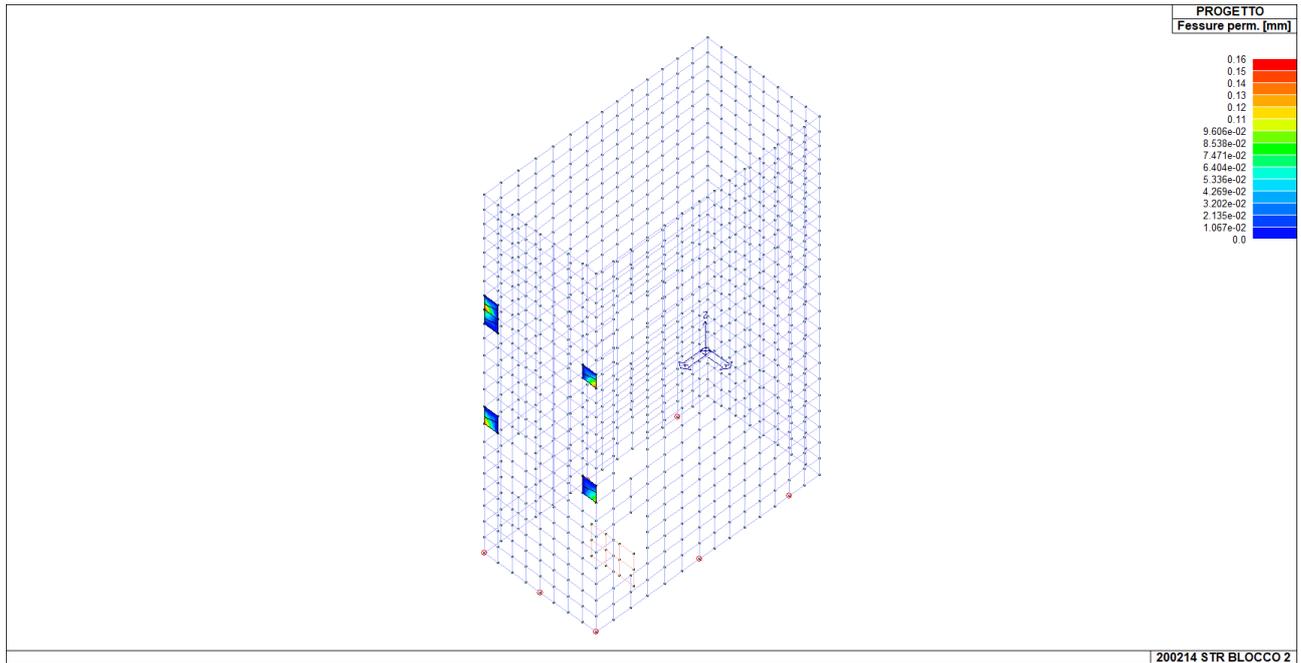
I risultati delle verifiche sono riportati nell'Appendice .

### 26.1 STATI LIMITE D'ESERCIZIO SETTI C.A.

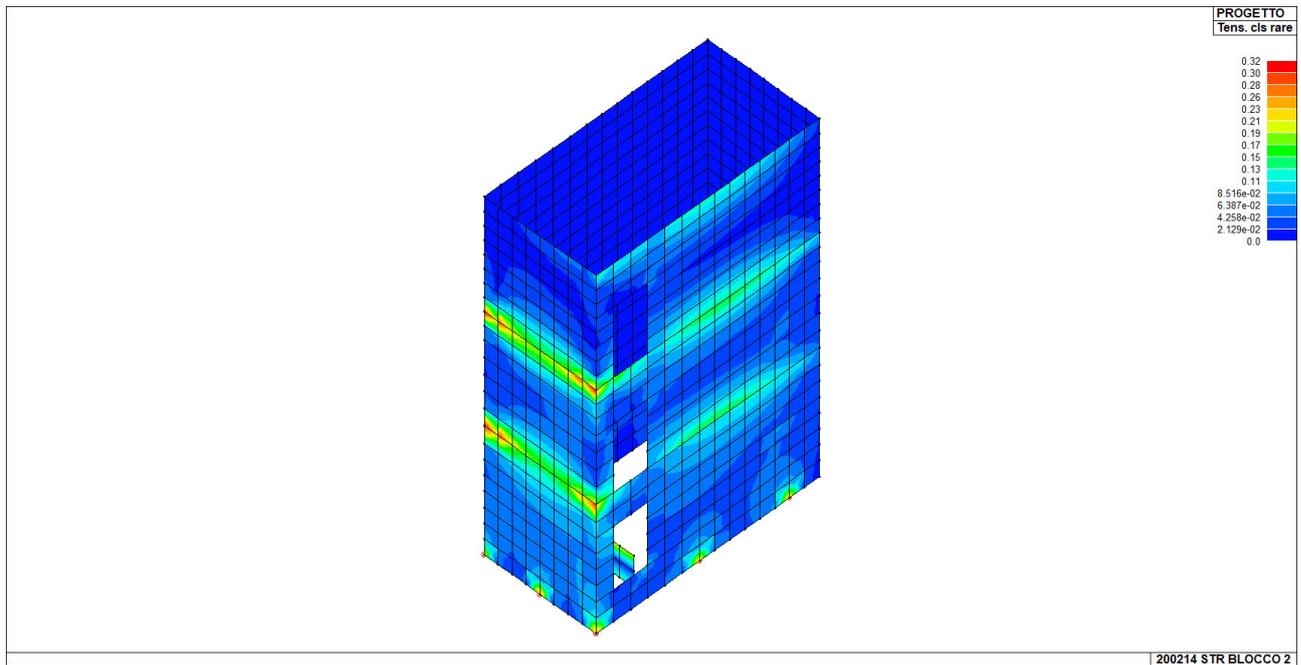
Si riportano le verifiche in esercizio dei setti in C.A.:



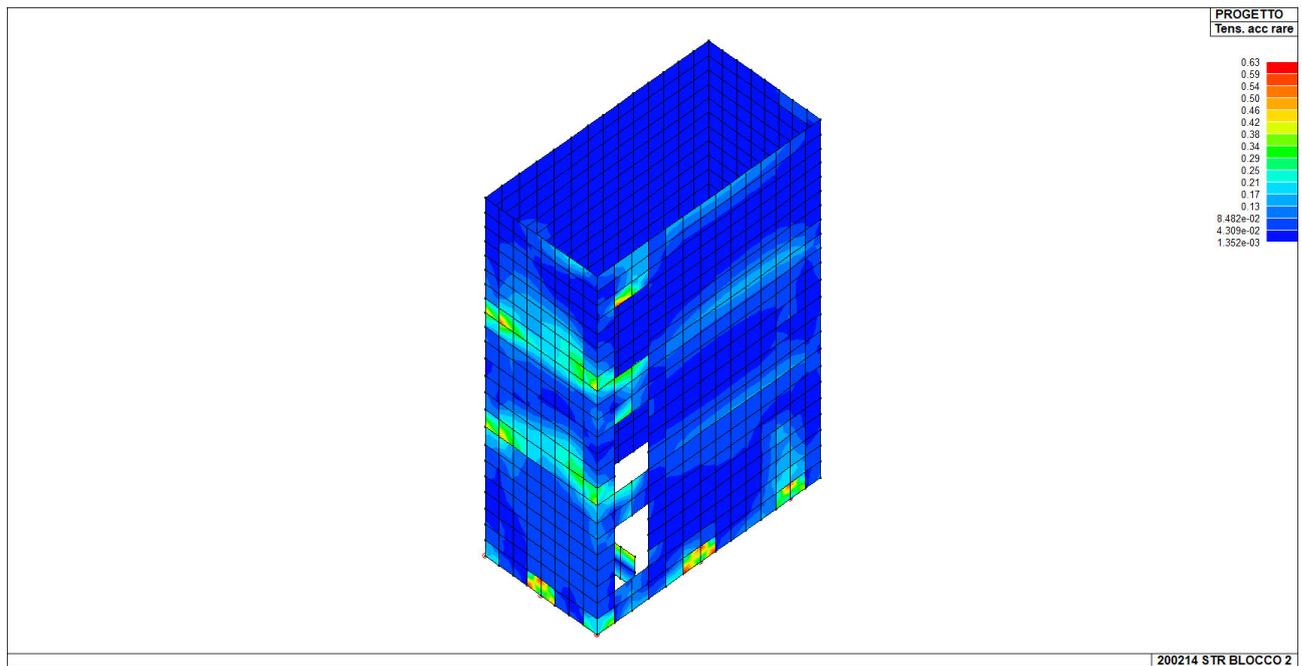
Apertura fessure in combinazione frequente



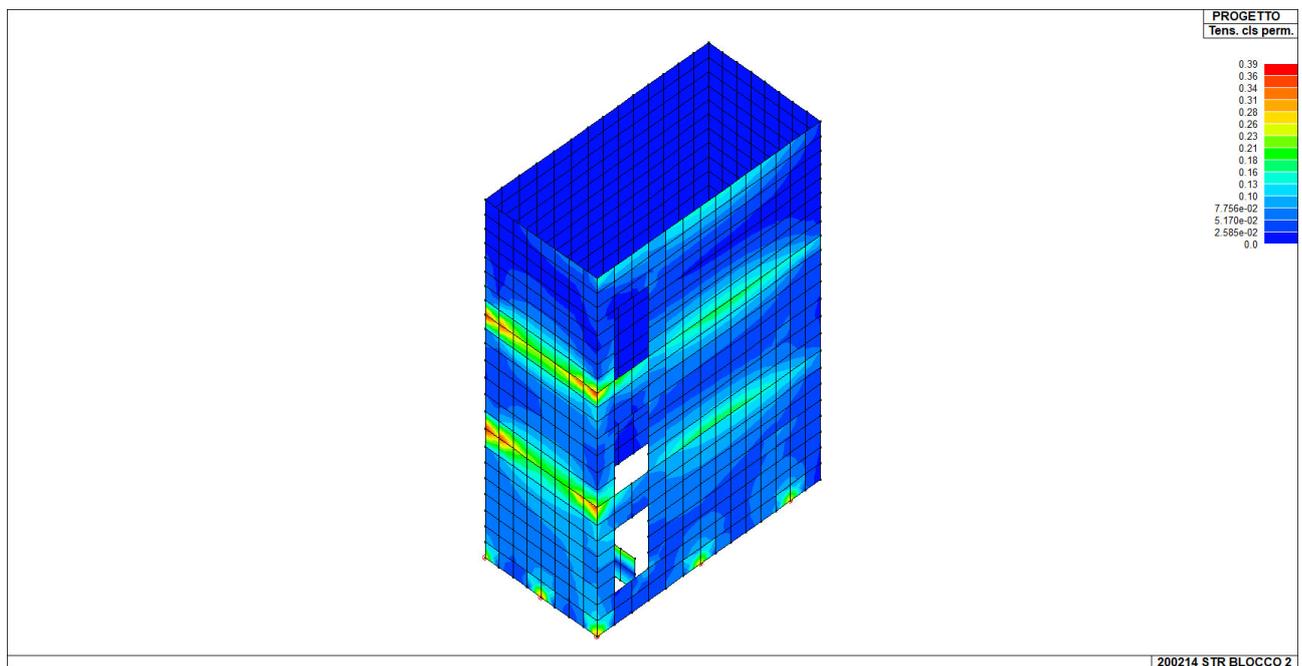
Apertura fessure in combinazione quasi permanente



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.**



26.2 VERIFICA ARCHITRAVE

Sono stati verificati gli elementi più sollecitati.

Si è considerato un momento di 318 kNm e un taglio di 650 kN.

Si riportano le verifiche effettuate:

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. It includes a menu bar (File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2008), a title field, and a table for section properties (N\*, b [cm], h [cm]). A table lists reinforcement bars (N\*, As [cm²], d [cm]). The 'Sollecitazioni' section shows N<sub>Ed</sub>, M<sub>xEd</sub>, M<sub>yEd</sub> and their corresponding design values. The 'Materiali' section lists properties for B450C and C32/40. The 'Tipo rottura' is set to 'Lato acciaio - Acciaio elastico'. The 'Metodo di calcolo' is 'S.L.U.+'. The 'Tipo flessione' is 'Retta'. The 'Calcola MRd' button is active, and the 'Dominio M-N' is selected. The 'Precompresso' checkbox is unchecked.

Si riporta la verifica a taglio:

Dati sezione e materiale			
Base [cm]	30.00	Carico assiale [kN]	0
Altezza [cm]	111.00	diametro ferri lon.[mm]	12
Copriferro [cm]	3.00	f <sub>ck</sub> [N/mm²]	32.00
f <sub>yk</sub> [N/mm²]	450.00	f <sub>cd</sub> [N/mm²]	18.13
Armatura trasversale			
diametro staffe [mm]	8.00	passo [cm]	10.00
Area staffe [mm²]	101	numero braccia	2
Verifica a Taglio			
θ per V <sub>Rsd</sub> =V <sub>Rsd</sub>	cotgθ	α <sub>c</sub>	V <sub>Rsd</sub> [kN]
2.4320	2.4320	1.00	917.85
Taglio Resistente di Progetto V <sub>Rd</sub> [kN]			917.85

L'armatura longitudinale è costituita da 10φ12+4φ16 . L'armatura trasversale è costituita da staffe φ8/10.

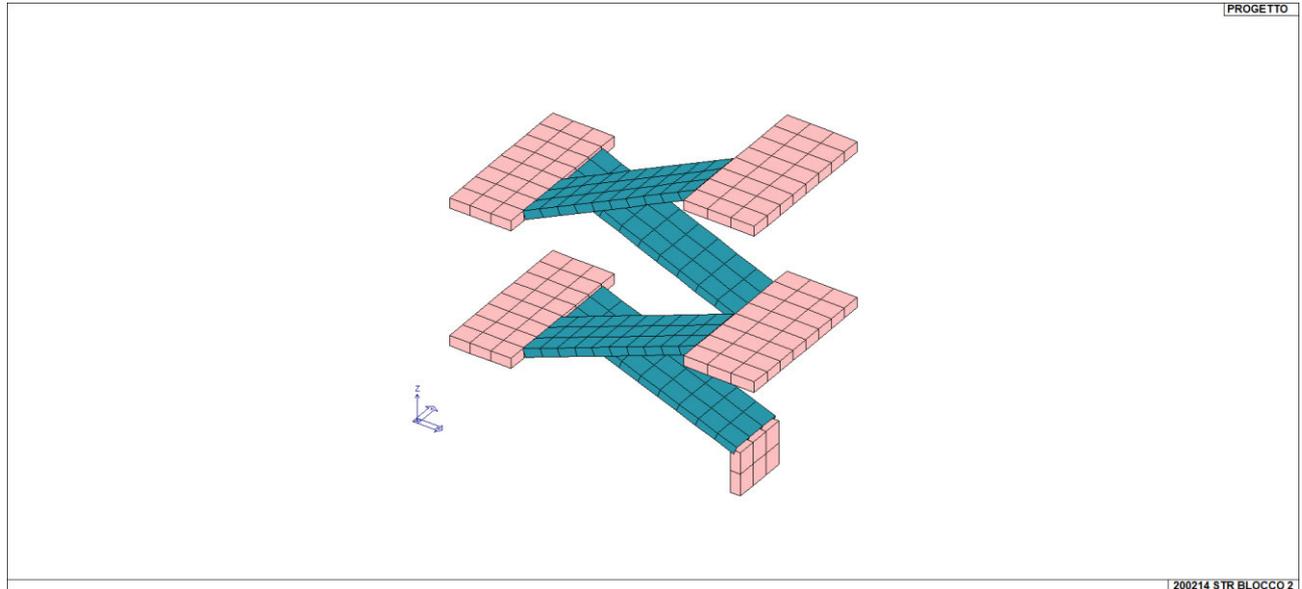
Le verifiche a SLU dei setti risultano soddisfatte.

**27. VERIFICA SCALA IN C.A.**

Calcestruzzo: C32/40

Spessore pianerottoli: 25 cm

Spessore rampe: 20 cm



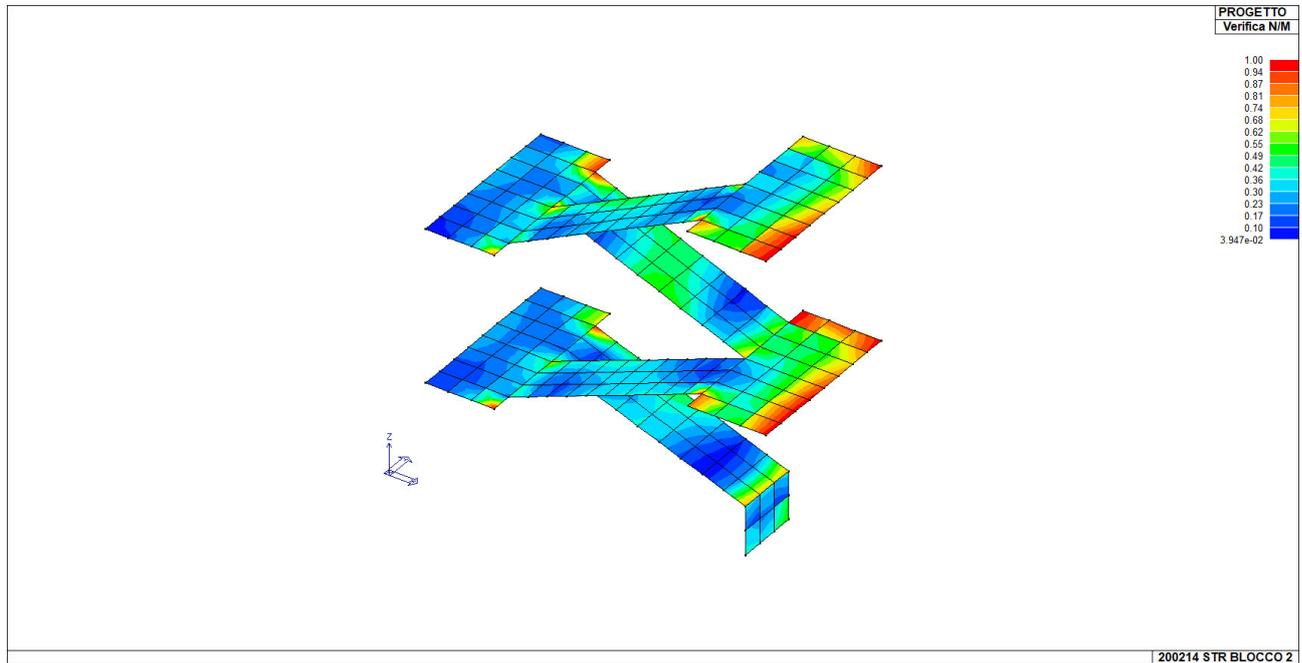
Si è valutata l'armatura minima come da §4.1.6.1.1 delle NT. L'armatura minima è calcolata come  $A_{s,min} = 0,26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} =$

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  $1\phi 12/20$ .

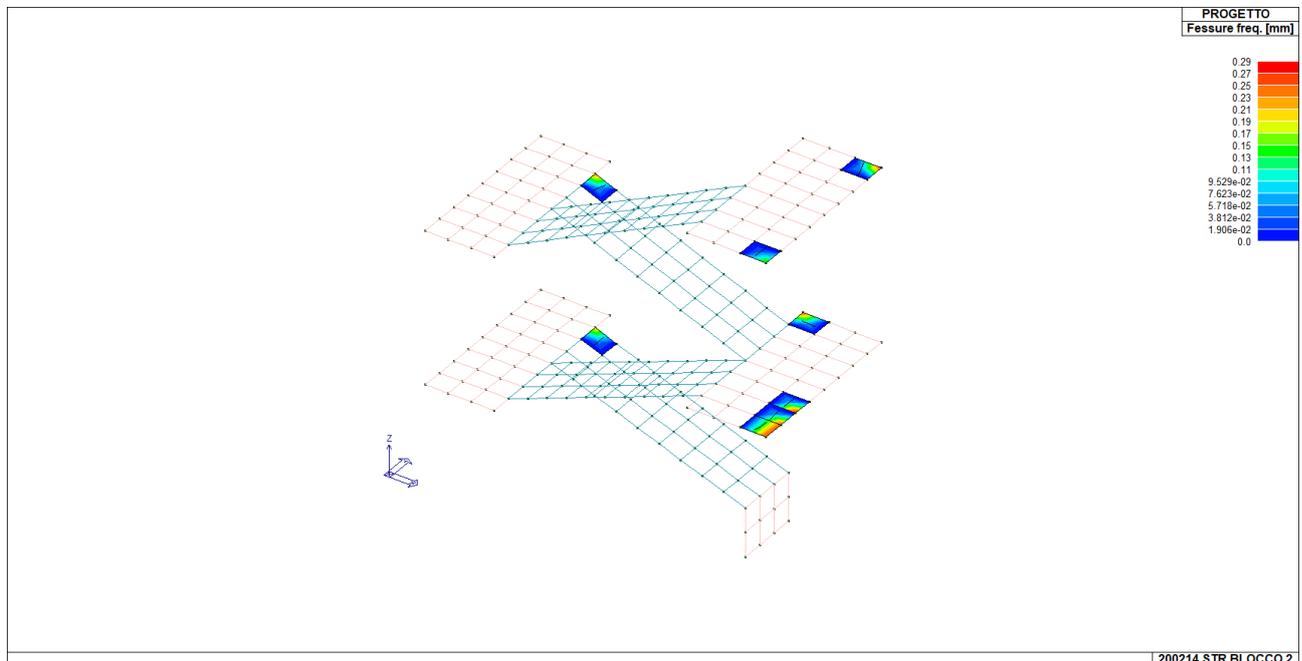


Si riportano i risultati delle verifiche SLU:

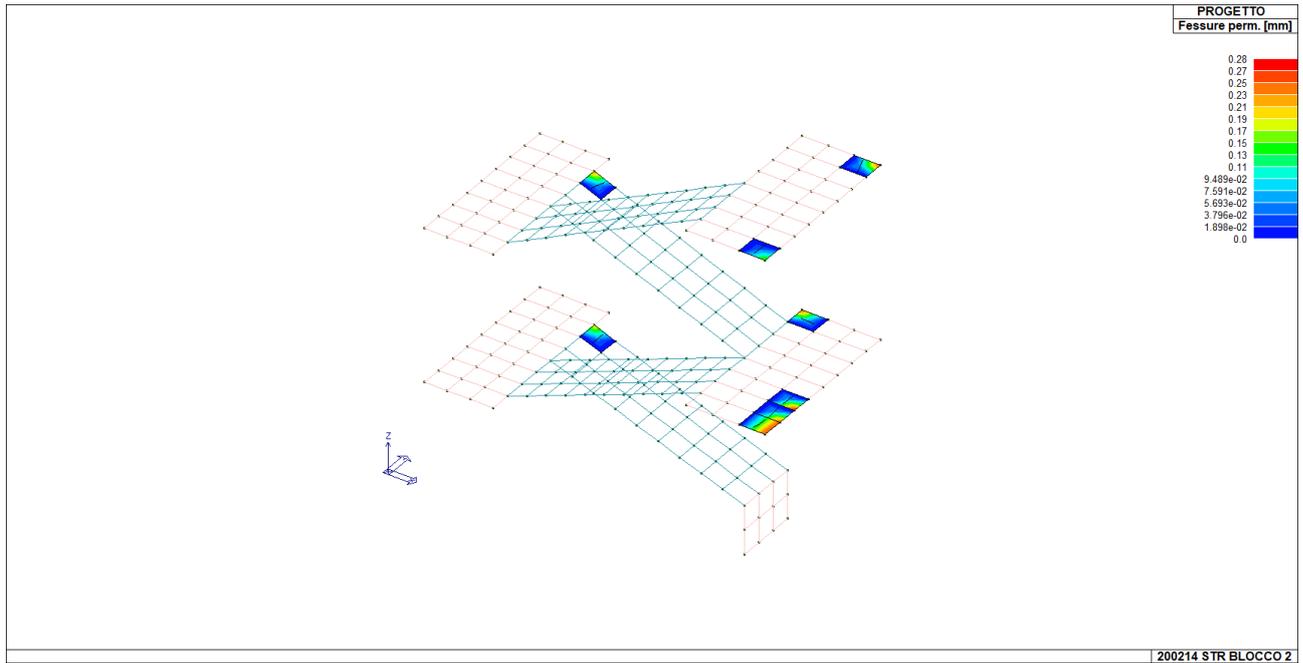


Le verifiche a SLU dei setti risultano soddisfatte.

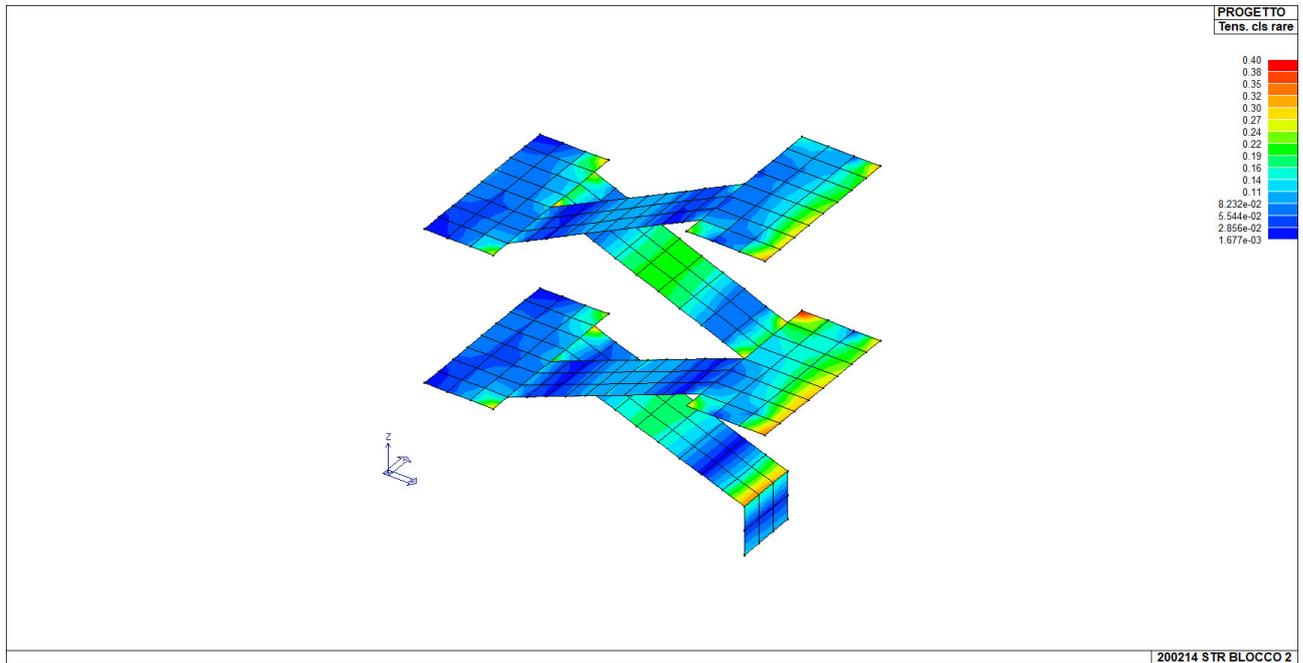
Si riportano i risultati delle verifiche a SLE:



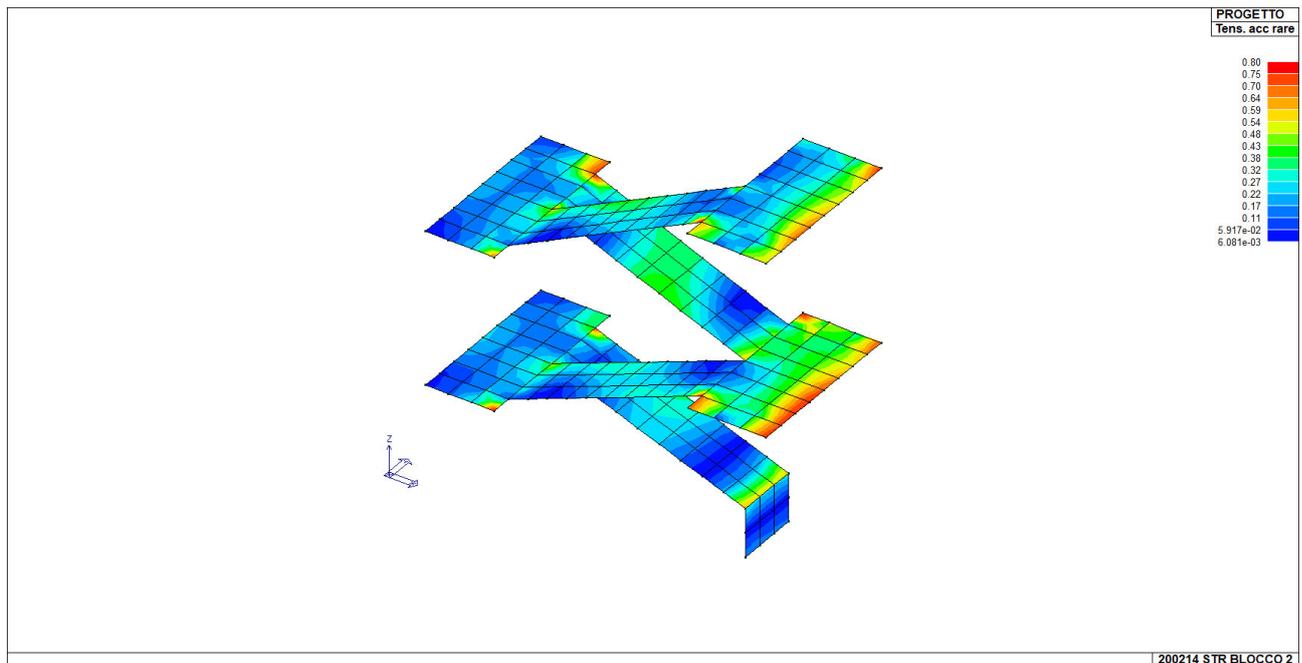
Apertura fessure in combinazione frequente



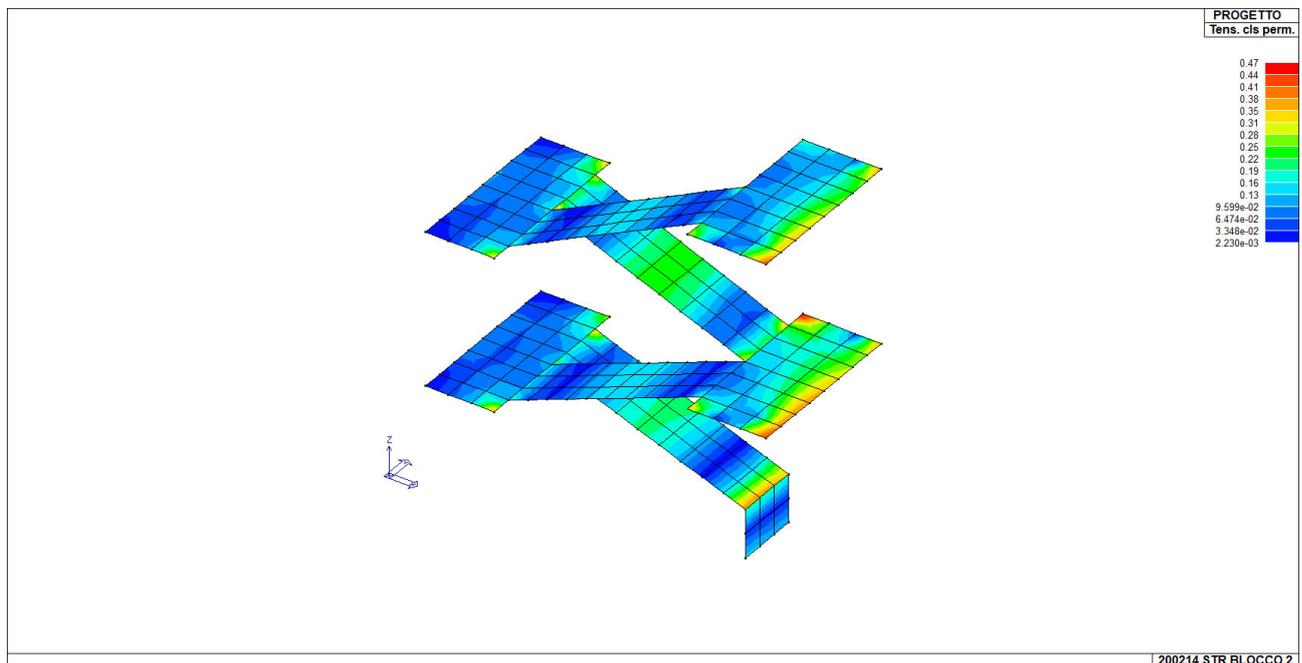
Apertura fessure in combinazione quasi permanente



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.**

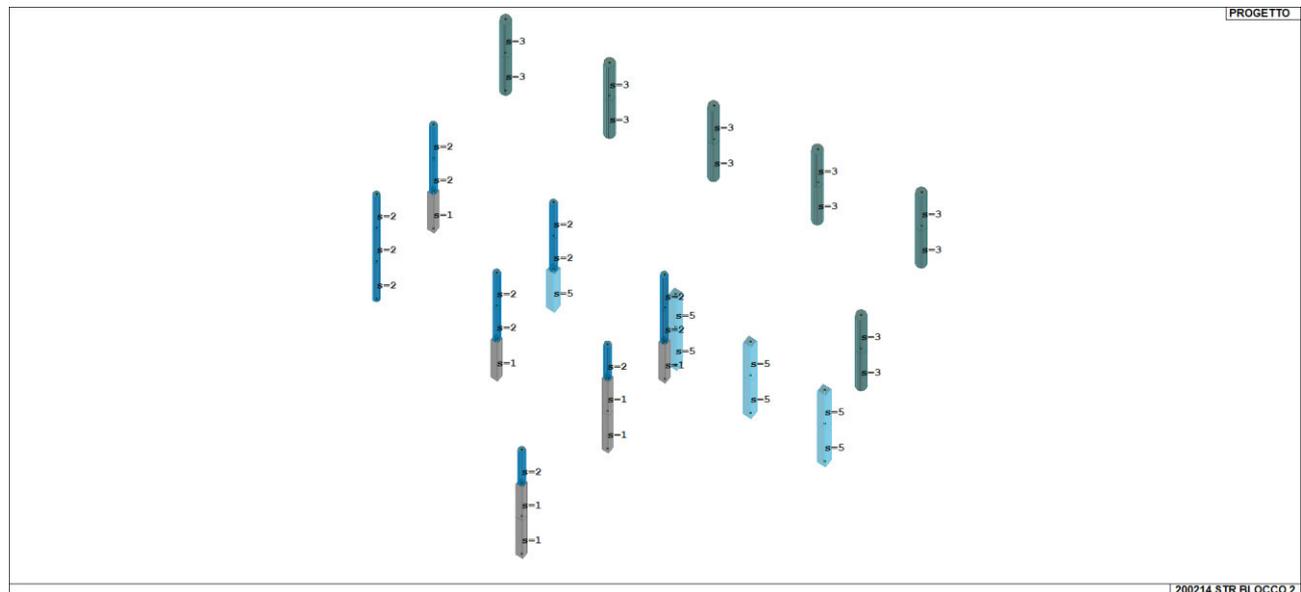


**28. VERIFICHE PILASTRI IN C.A.**

Gli elementi pilastro in C.A. sono stati verificati secondo il capitolo §4.1 delle NTC 2018 in quanto è stato assunto un fattore di comportamento pari a 1 (comportamento strutturale non dissipativo). Si riportano le verifiche grafiche degli elementi.

Si riportano di seguito le sezioni utilizzate:

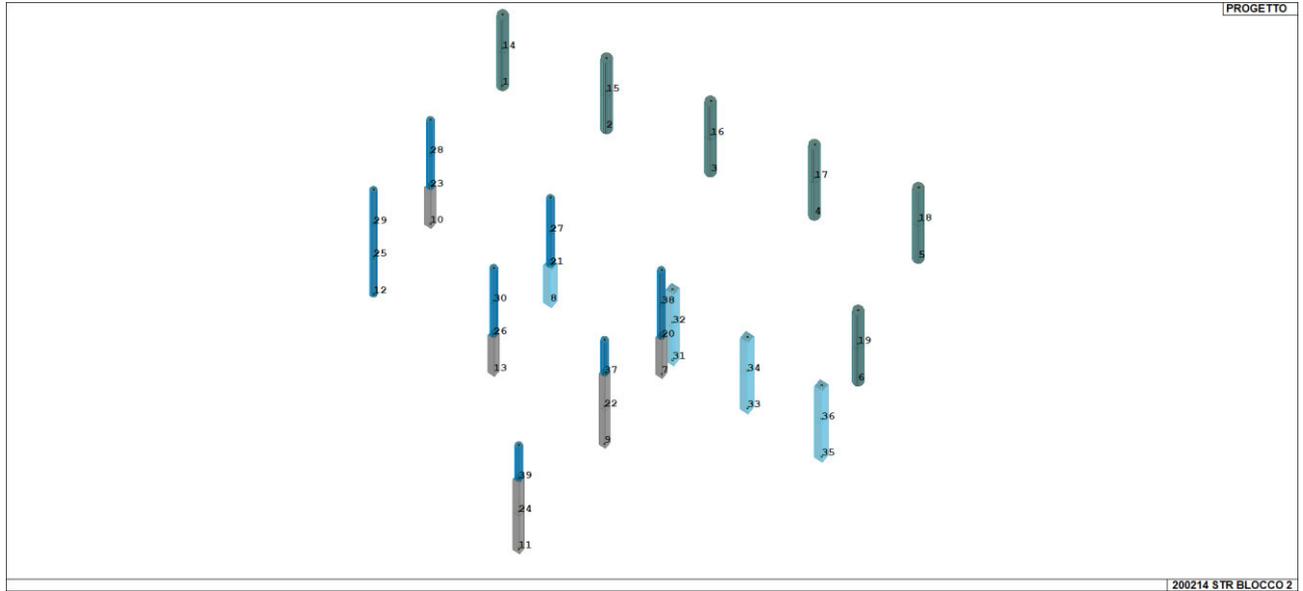
Id	Tipo	Area	A V2	A V3	Jt	J 2-2	J 3-3	W 2-2	W 3-3	Wp 2-2	Wp 3-3
		cm2	cm2	cm2	cm4	cm4	cm4	cm3	cm3	cm3	cm3
1	Rettangolare: b=40 h=40	1600.00	1333.33	1333.33	3.599e+05	2.133e+05	2.133e+05	1.067e+04	1.067e+04	1.600e+04	1.600e+04
2	Circolare: r=20	1256.64	1060.27	1060.27	2.513e+05	1.257e+05	1.257e+05	6283.19	6283.19	1.067e+04	1.067e+04
3	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
5	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



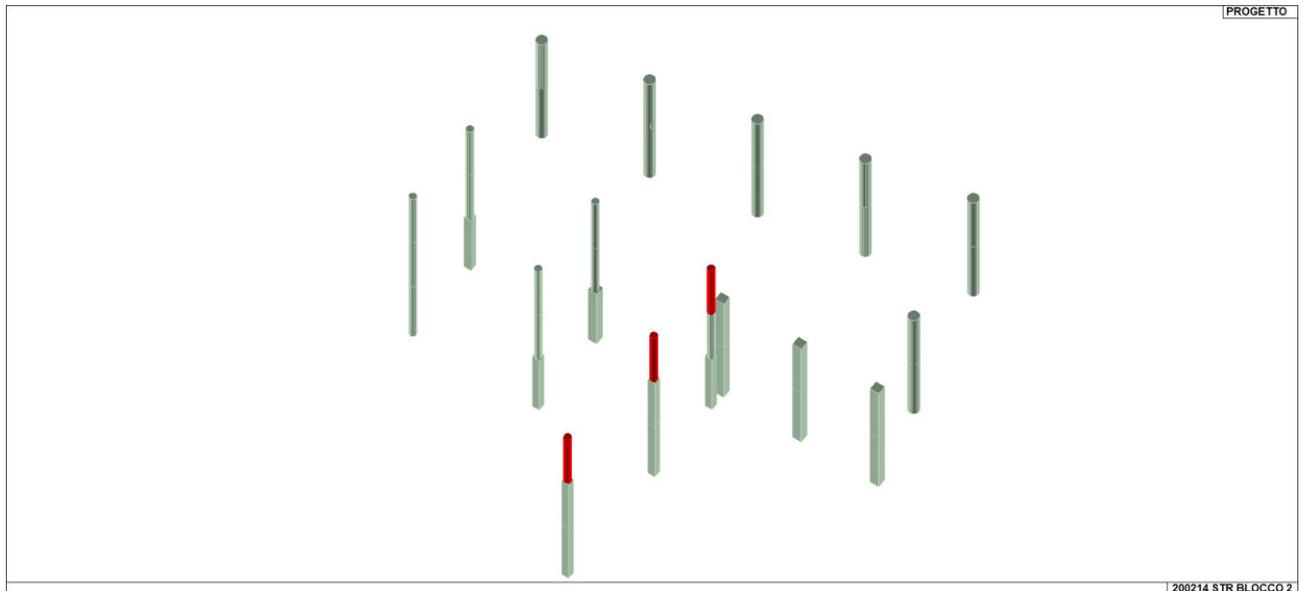
200214 STR BLOCCO 2



Si riporta di seguito la numerazione degli elementi:



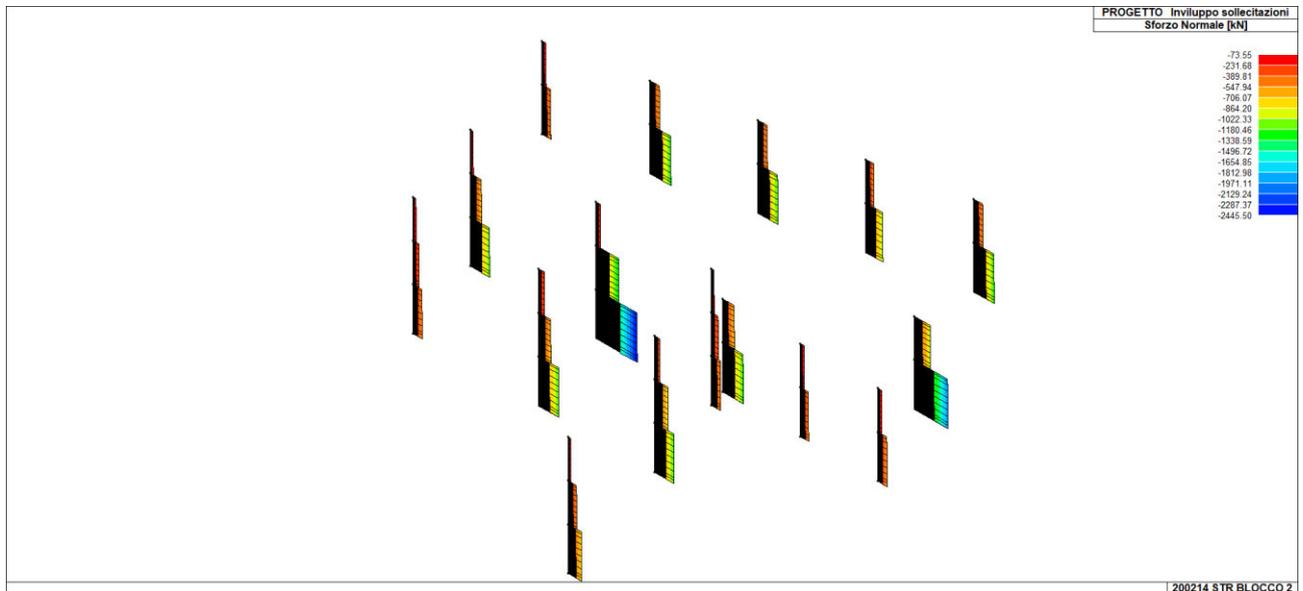
Si evidenziano i pilastri che saranno oggetto della futura sopraelevazione:



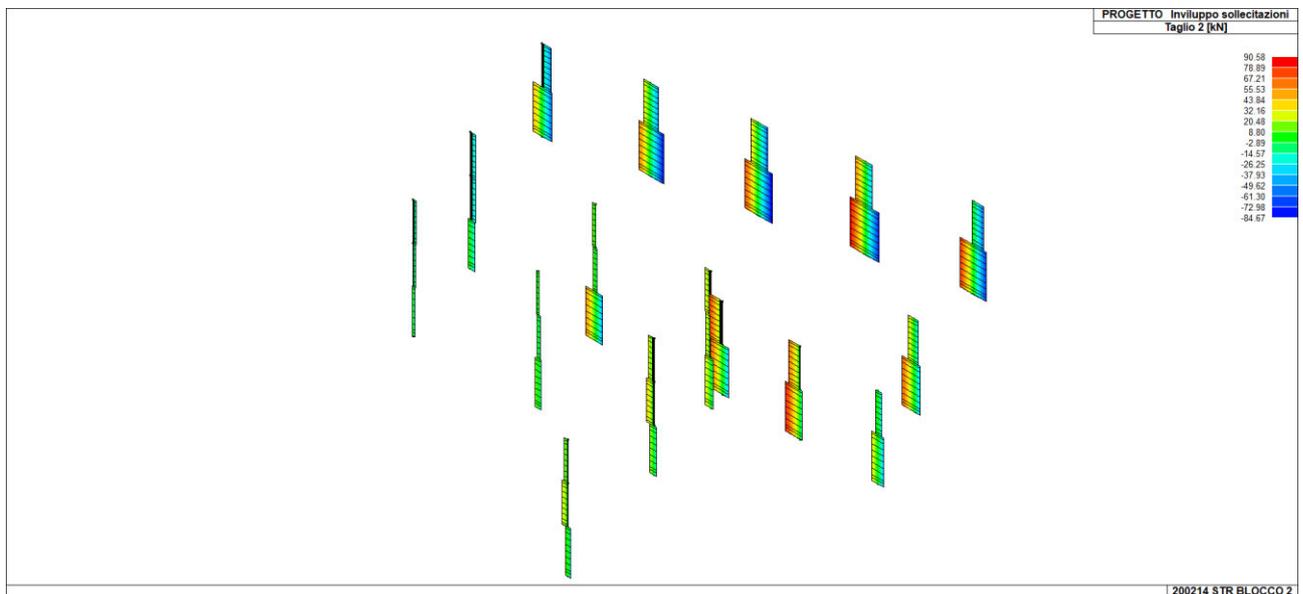


Di seguito l'inviluppo delle sollecitazioni:

SFORZO NORMALE

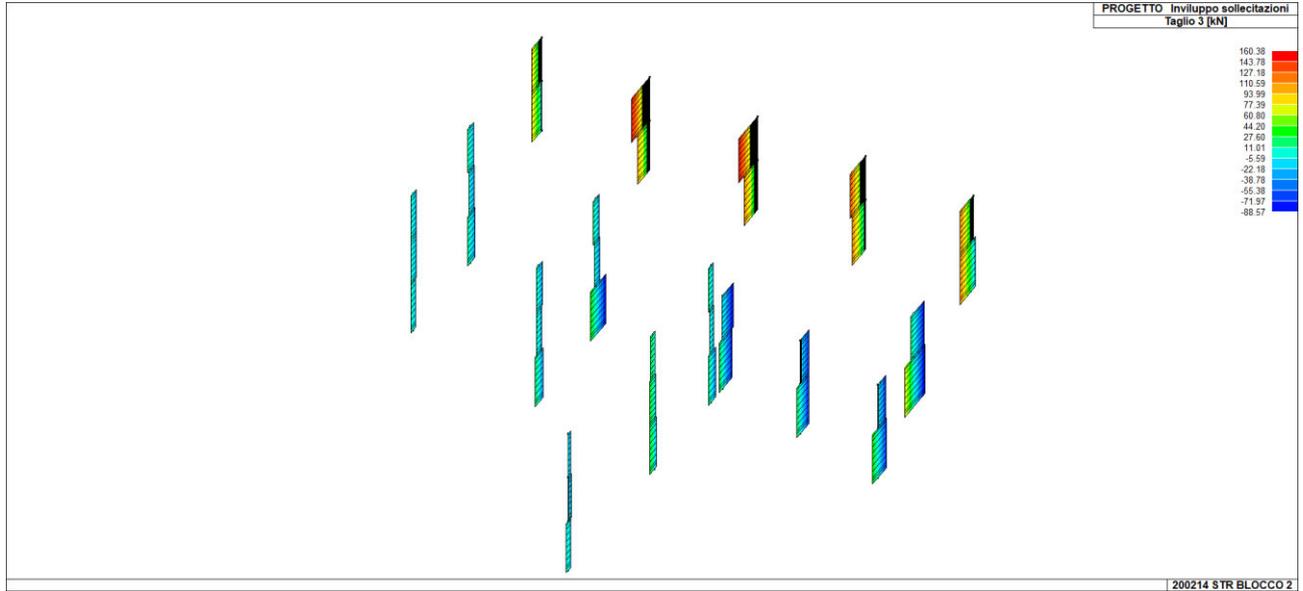


TAGLIO 2

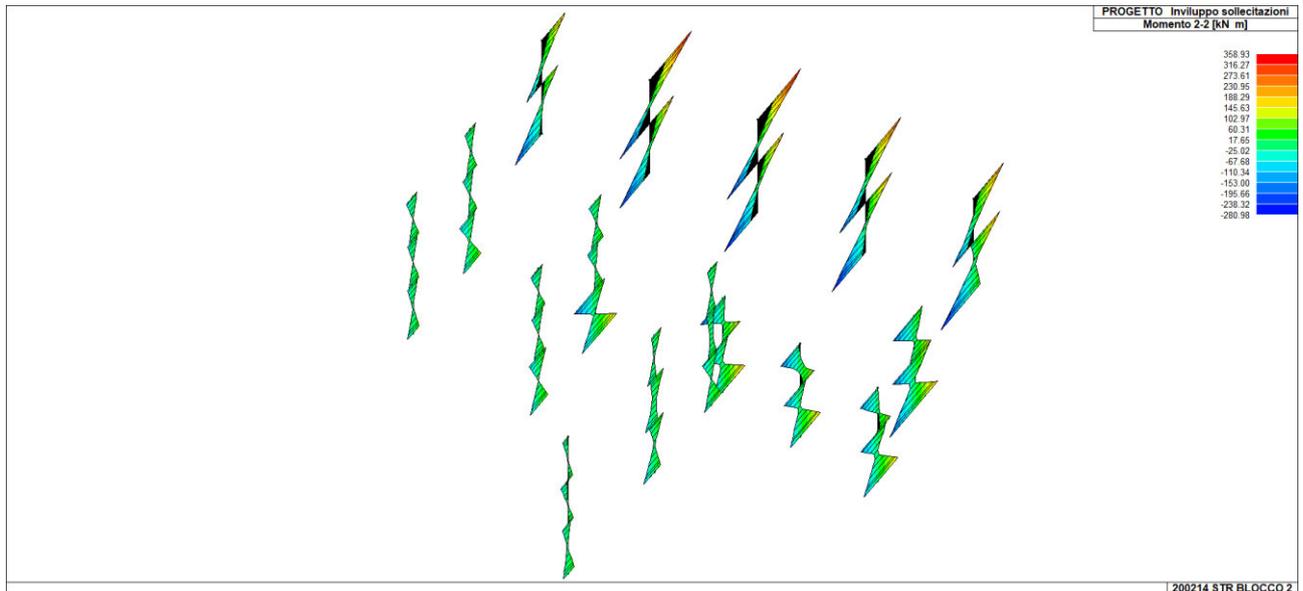




TAGLIO 3

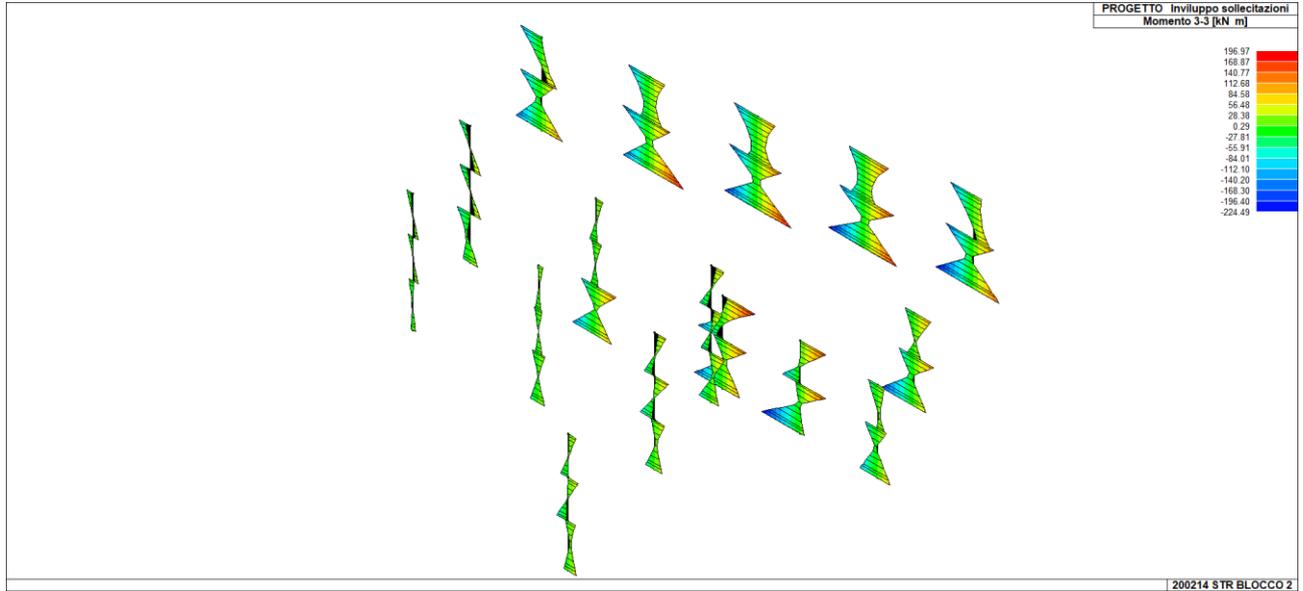


MOMENTO 2-2

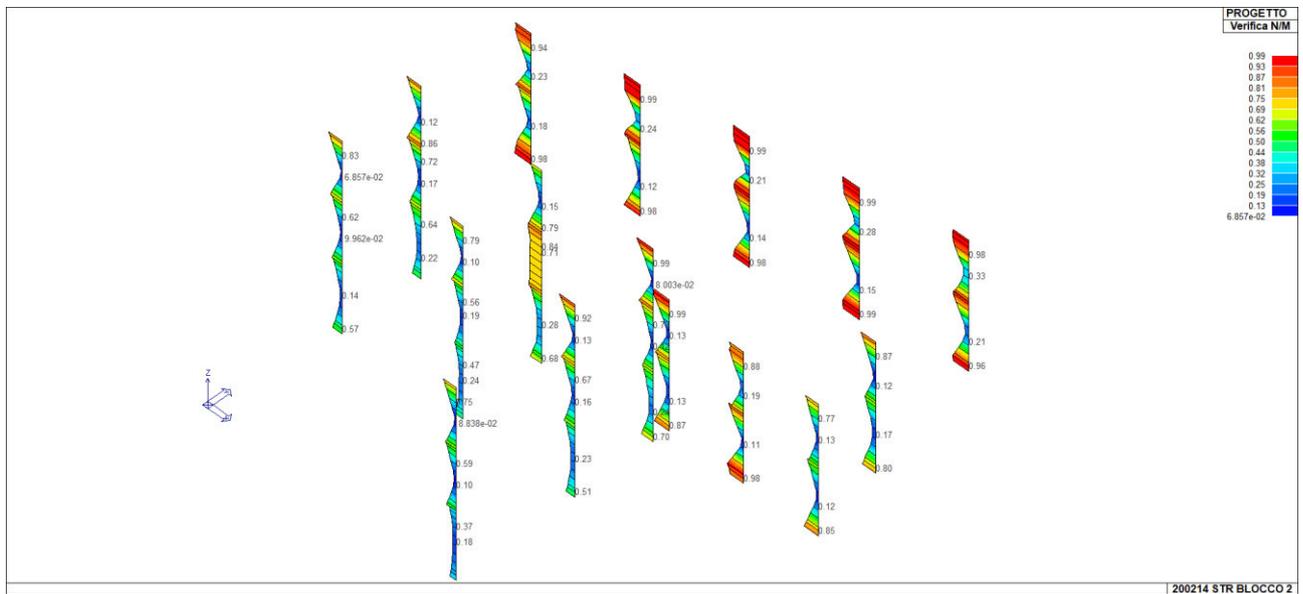




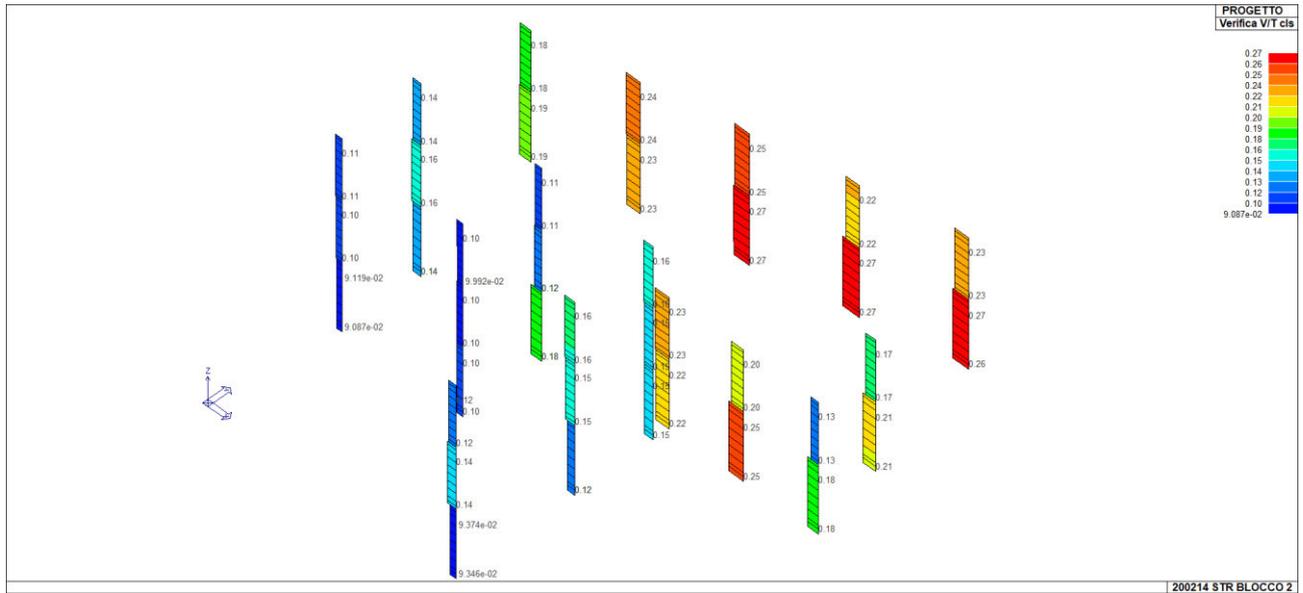
MOMENTO 3-3



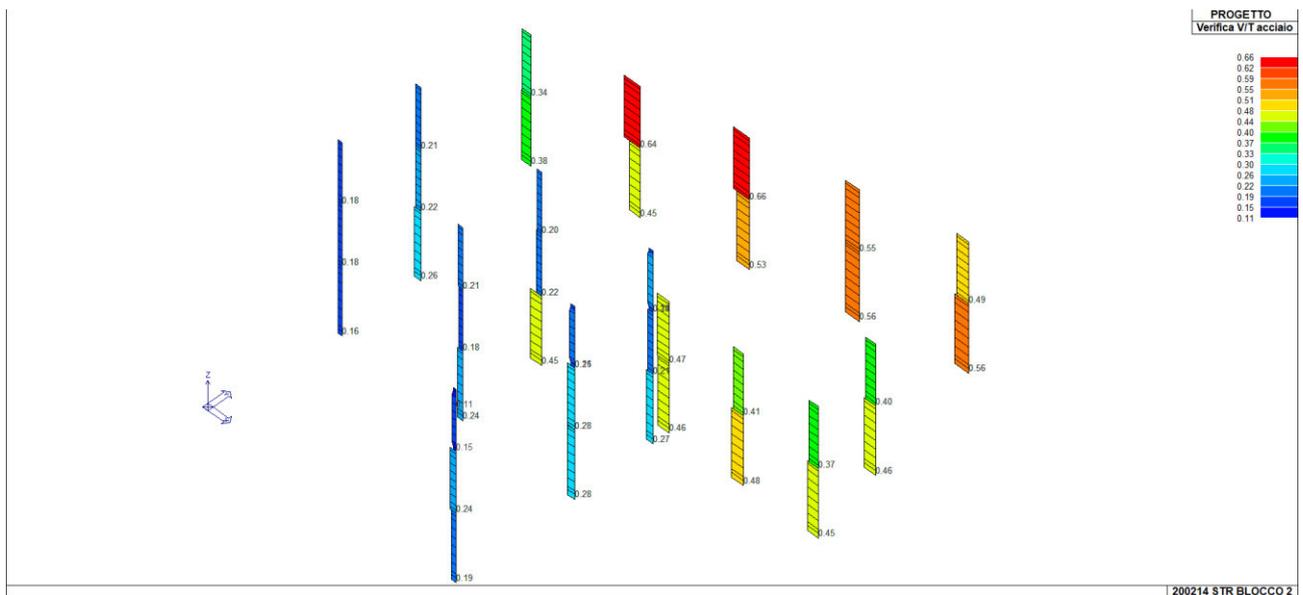
Si riportano le verifiche effettuate:



VERIFICA PRESSOFLESSIONE



VERIFICA V/T CLS



VERIFICA V/T ACCIAIO

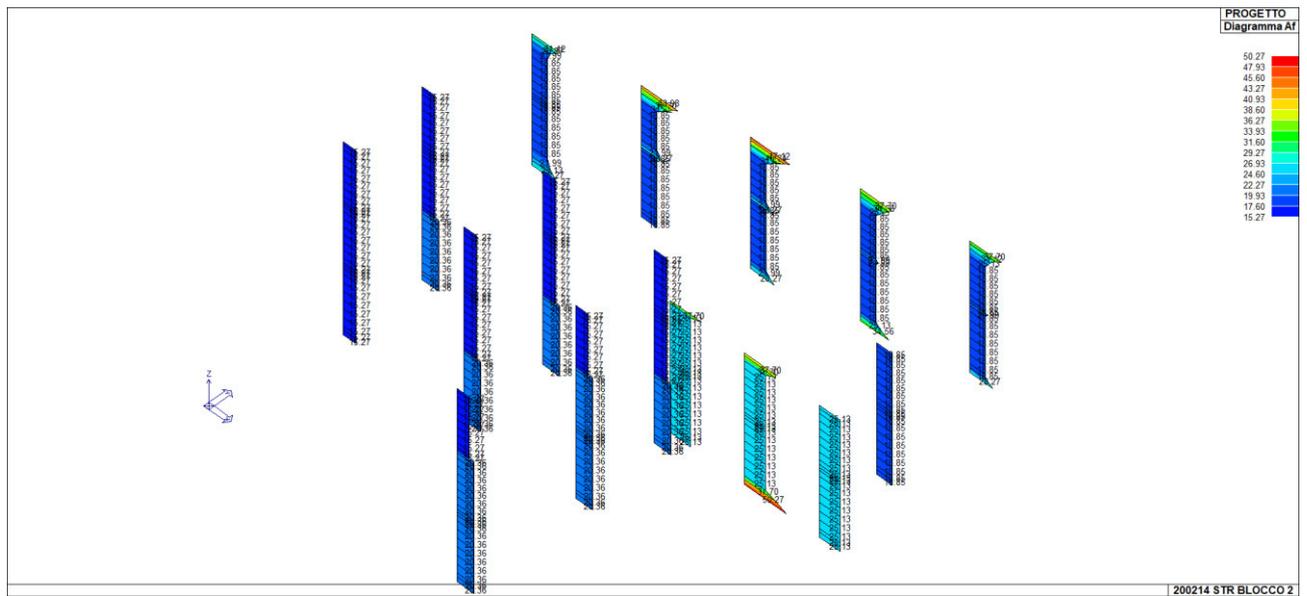


DIAGRAMMA Af (area armatura longitudinale)

Nei pilastri sarà disposta la seguente armatura longitudinale:

Pilastri circolari r=30: 15 $\phi$ 20

Pilastri circolari r=20: 6 $\phi$ 18

Pilastri rettangolari 40x40: 8 $\phi$ 18

Pilastri rettangolari 50x50: 16 $\phi$ 20

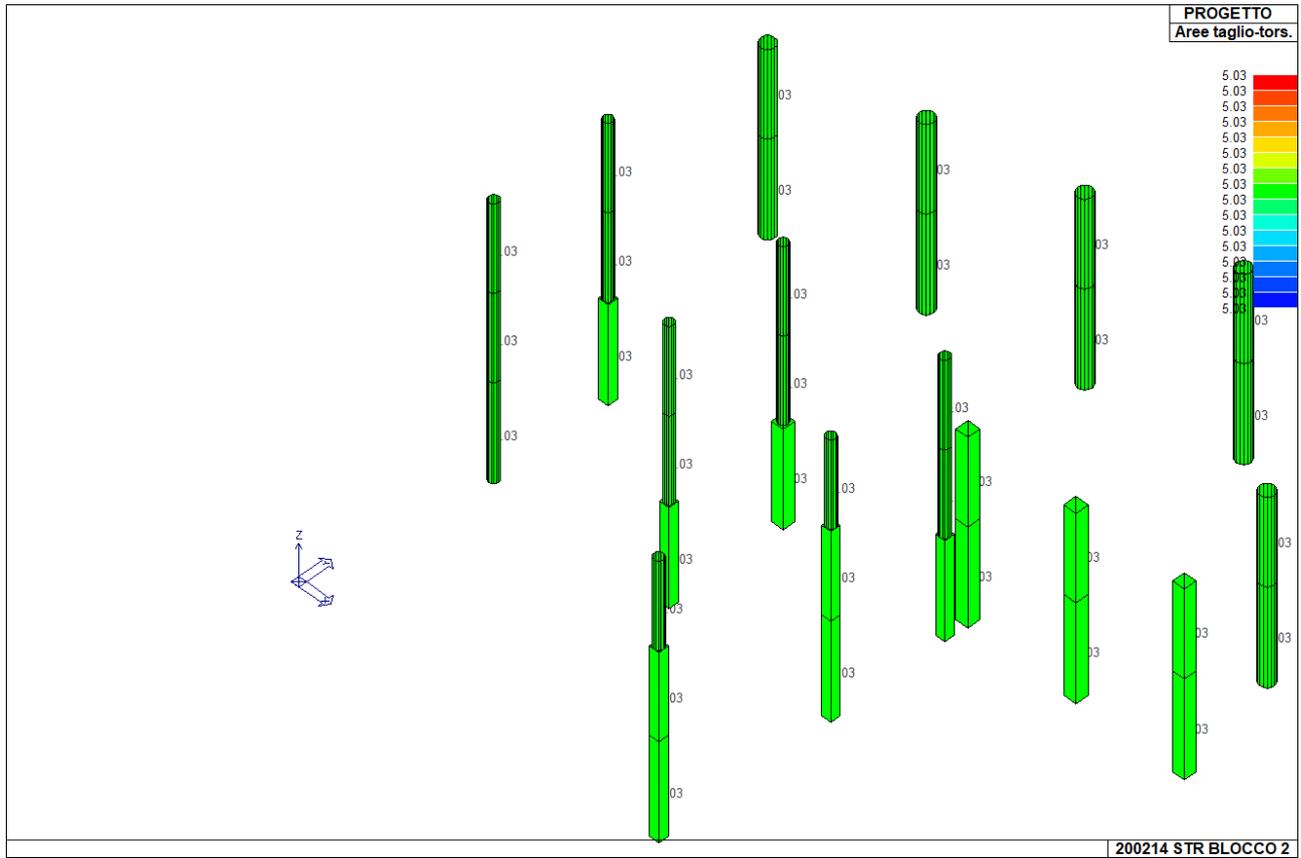


DIAGRAMMA At (area armatura a taglio)

**I pilastri risultano verificati allo SLU.**

Di seguito i tabulati di verifica:

Pilas.	Note	Stato	Quota	%Af	r. snell.	M P= 1 Armat. long.	X=1455.1 V N/M	Y=51.1 V N sis	Staffe	V V/T cls	V V/T acc	Rif. cmb
			cm						L=cm			
11	s=1,m=5	ok,ok	-80.0	1.27	0.77	4d18 2+2 d18	0.34	0.32	2+2d8/20 L=426	0.09	0.19	179,182,150,174
	[b=1.0;1.0]		346.0	1.27	0.77	4d18 2+2 d18	0.37	0.31	2+2d8/20 L=426	0.09	0.19	174,182,150,174
24	s=1,m=5	ok,ok	346.0	1.27	0.54	4d18 2+2 d18	0.56	0.21	2+2d8/20 L=378	0.14	0.24	138,182,154,138
	[b=1.0;1.0]		724.0	1.27	0.54	4d18 2+2 d18	0.59	0.20	2+2d8/20 L=378	0.14	0.24	178,182,154,138
39	s=2,m=5	ok,ok	724.0	1.22	0.41	0d0 6+0 d18	0.63	0.09	2+2d8/20 L=377	0.12	0.15	182,190,182,138
	[b=1.0;1.0]		1101.0	1.22	0.41	0d0 6+0 d18	0.75	0.08	2+2d8/20 L=377	0.12	0.15	182,190,182,138
						M P= 2 X=43.7 Y=772.0						
Pilas.	Note	Stato	Quota	%Af	r. snell.	Armat. long.	V N/M	V N sis	Staffe	V V/T cls	V V/T acc	Rif. cmb
12	s=2,m=5	ok,ok	-80.0	1.22	0.81	0d0 6+0 d18	0.57	0.32	2+2d8/20 L=426	0.09	0.16	196,191,164,186
	[b=1.0;1.0]		346.0	1.22	0.81	0d0 6+0 d18	0.54	0.31	2+2d8/20 L=426	0.09	0.16	196,191,164,186
25	s=2,m=5	ok,ok	346.0	1.22	0.58	0d0 6+0 d18	0.61	0.20	2+2d8/20 L=378	0.10	0.18	194,191,194,194
	[b=1.0;1.0]		724.0	1.22	0.58	0d0 6+0 d18	0.62	0.20	2+2d8/20 L=378	0.10	0.18	194,191,194,194
29	s=2,m=5	ok,ok	724.0	1.22	0.42	0d0 6+0 d18	0.72	0.10	2+2d8/20 L=377	0.11	0.18	190,195,194,194
	[b=1.0;1.0]		1101.0	1.22	0.42	0d0 6+0 d18	0.83	0.09	2+2d8/20 L=377	0.11	0.18	194,195,194,194
						M P= 3 X=777.8 Y=772.0						
Pilas.	Note	Stato	Quota	%Af	r. snell.	Armat. long.	V N/M	V N sis	Staffe	V V/T cls	V V/T acc	Rif. cmb
13	s=1,m=5	ok,ok	-80.0	1.27	0.94	4d18 2+2 d18	0.47	0.52	2+2d8/20 L=426	0.10	0.24	196,181,164,196
	[b=1.0;1.0]		346.0	1.27	0.94	4d18 2+2 d18	0.47	0.51	2+2d8/20 L=426	0.10	0.24	196,181,164,196
26	s=2,m=5	ok,ok	346.0	1.22	0.85	0d0 6+0 d18	0.53	0.40	2+2d8/20 L=378	0.10	0.18	188,181,172,188
	[b=1.0;1.0]		724.0	1.22	0.85	0d0 6+0 d18	0.56	0.40	2+2d8/20 L=378	0.10	0.18	188,181,172,188
30	s=2,m=5	ok,ok	724.0	1.22	0.59	0d0 6+0 d18	0.71	0.18	2+2d8/20 L=377	0.10	0.21	184,145,188,196
	[b=1.0;1.0]		1101.0	1.22	0.59	0d0 6+0 d18	0.79	0.18	2+2d8/20 L=377	0.10	0.21	188,145,188,196



				M P= 4		X=1455.1	Y=772.0						
Pilas.	Note	Stato	Quota	%Af	r. snell.	Armat. long.	V N/M	V N sis	Staffe	V V/T cls	V V/T acc	Rif.	cmb
9	s=1,m=5	ok,ok	-80.0	1.27	0.91	4d18 2+2 d18	0.51	0.43	2+2d8/20 L=426	0.12	0.28	191,133,175,175	
	[b=1.0;1.0]		346.0	1.27	0.91	4d18 2+2 d18	0.51	0.42	2+2d8/20 L=426	0.12	0.28	165,133,175,175	
22	s=1,m=5	ok,ok	346.0	1.27	0.68	4d18 2+2 d18	0.64	0.30	2+2d8/20 L=378	0.15	0.28	165,133,165,137	
	[b=1.0;1.0]		724.0	1.27	0.68	4d18 2+2 d18	0.67	0.29	2+2d8/20 L=378	0.15	0.28	165,133,165,137	
37	s=2,m=5	ok,ok	724.0	1.22	0.56	0d0 6+0 d18	0.79	0.15	2+2d8/20 L=377	0.16	0.21	181,185,189,137	
	[b=1.0;1.0]		1101.0	1.22	0.56	0d0 6+0 d18	0.92	0.14	2+2d8/20 L=377	0.16	0.21	181,185,189,137	
				M P= 5		X=43.7	Y=1249.9						
Pilas.	Note	Stato	Quota	%Af	r. snell.	Armat. long.	V N/M	V N sis	Staffe	V V/T cls	V V/T acc	Rif.	cmb
10	s=1,m=5	ok,ok	-80.0	1.27	0.90	4d18 2+2 d18	0.53	0.43	2+2d8/20 L=426	0.14	0.26	196,195,160,196	
	[b=1.0;1.0]		346.0	1.27	0.90	4d18 2+2 d18	0.64	0.42	2+2d8/20 L=426	0.14	0.26	160,195,160,196	
23	s=2,m=5	ok,ok	346.0	1.22	0.80	0d0 6+0 d18	0.69	0.32	2+2d8/20 L=378	0.16	0.22	196,195,164,155	
	[b=1.0;1.0]		724.0	1.22	0.80	0d0 6+0 d18	0.72	0.31	2+2d8/20 L=378	0.16	0.22	196,195,164,155	
28	s=2,m=5	ok,ok	724.0	1.22	0.42	0d0 6+0 d18	0.86	0.09	2+2d8/20 L=377	0.14	0.21	194,191,191,23	
	[b=1.0;1.0]		1101.0	1.22	0.42	0d0 6+0 d18	0.85	0.09	2+2d8/20 L=377	0.14	0.21	191,191,191,23	
				M P= 6		X=777.8	Y=1249.9						
Pilas.	Note	Stato	Quota	%Af	r. snell.	Armat. long.	V N/M	V N sis	Staffe	V V/T cls	V V/T acc	Rif.	cmb
8	s=5,m=5	ok,ok	-80.0	0.81	0.85	4d18 2+2 d18	0.68	0.58	2+2d8/20 L=426	0.18	0.45	178,193,178,194	
	[b=1.0;1.0]		346.0	0.81	0.85	4d18 2+2 d18	0.68	0.57	2+2d8/20 L=426	0.18	0.45	174,193,178,194	
21	s=2,m=5	ok,ok	346.0	1.22	1.15	0d0 6+0 d18	0.79	0.63	2+2d8/20 L=378	0.12	0.22	24,193,170,196	
	[b=1.0;1.0]		724.0	1.22	1.15	0d0 6+0 d18	0.84	0.62	2+2d8/20 L=378	0.12	0.22	24,193,170,196	
27	s=2,m=5	ok,ok	724.0	1.22	0.52	0d0 6+0 d18	0.79	0.14	2+2d8/20 L=377	0.11	0.20	196,189,196,196	
	[b=1.0;1.0]		1101.0	1.22	0.52	0d0 6+0 d18	0.68	0.14	2+2d8/20 L=377	0.11	0.20	196,189,196,196	
				M P= 7		X=1455.1	Y=1249.9						
Pilas.	Note	Stato	Quota	%Af	r. snell.	Armat. long.	V N/M	V N sis	Staffe	V V/T cls	V V/T acc	Rif.	cmb
7	s=1,m=5	ok,ok	-80.0	1.27	0.64	4d18 2+2 d18	0.70	0.23	2+2d8/20 L=426	0.15	0.27	178,194,154,178	
	[b=1.0;1.0]		346.0	1.27	0.64	4d18 2+2 d18	0.63	0.22	2+2d8/20 L=426	0.15	0.27	162,194,154,178	
20	s=2,m=5	ok,ok	346.0	1.22	0.64	0d0 6+0 d18	0.66	0.19	2+2d8/20 L=378	0.15	0.21	162,175,162,137	
	[b=1.0;1.0]		724.0	1.22	0.64	0d0 6+0 d18	0.73	0.19	2+2d8/20 L=378	0.15	0.21	146,175,162,137	
38	s=2,m=5	ok,ok	724.0	1.22	0.41	0d0 6+0 d18	0.87	0.08	2+2d8/20 L=377	0.16	0.24	137,181,189,23	
	[b=1.0;1.0]		1101.0	1.22	0.41	0d0 6+0 d18	0.99	0.08	2+2d8/20 L=377	0.16	0.24	137,181,189,23	
				M P= 8		X=1455.1	Y=1345.1						
Pilas.	Note	Stato	Quota	%Af	r. snell.	Armat. long.	V N/M	V N sis	Staffe	V V/T cls	V V/T acc	Rif.	cmb
31	s=5,m=5	ok,ok	-80.0	1.01	0.60	4d20 2+2 d20	0.87	0.30	2+2d8/20 L=426	0.22	0.46	174,195,174,174	
	[b=1.0;1.0]		346.0	1.01	0.60	4d20 2+2 d20	0.74	0.29	2+2d8/20 L=426	0.22	0.46	174,195,174,174	
32	s=5,m=5	ok,ok	346.0	1.01	0.40	4d20 2+2 d20	0.82	0.15	2+2d8/20 L=378	0.23	0.47	166,154,170,138	
	[b=1.0;1.0]		724.0	1.51	0.40	4d20 4+4 d20	0.89	0.14	2+2d8/20 L=378	0.23	0.47	170,154,170,138	
				M P= 9		X=1909.1	Y=1345.1						
Pilas.	Note	Stato	Quota	%Af	r. snell.	Armat. long.	V N/M	V N sis	Staffe	V V/T cls	V V/T acc	Rif.	cmb
33	s=5,m=5	ok,ok	-80.0	2.01	0.39	4d20 6+6 d20	0.84	0.13	2+2d8/20 L=426	0.25	0.48	150,194,150,154	
	[b=1.0;1.0]		346.0	1.01	0.39	4d20 2+2 d20	0.92	0.12	2+2d8/20 L=426	0.25	0.48	150,194,150,154	
34	s=5,m=5	ok,ok	346.0	1.01	0.24	4d20 2+2 d20	0.73	0.06	2+2d8/20 L=378	0.20	0.41	58,194,162,178	
	[b=1.0;1.0]		724.0	1.51	0.24	4d20 4+4 d20	0.85	0.05	2+2d8/20 L=378	0.20	0.41	162,194,162,178	
				M P= 10		X=2363.1	Y=1345.1						
Pilas.	Note	Stato	Quota	%Af	r. snell.	Armat. long.	V N/M	V N sis	Staffe	V V/T cls	V V/T acc	Rif.	cmb
35	s=5,m=5	ok,ok	-80.0	1.01	0.40	4d20 2+2 d20	0.85	0.15	2+2d8/20 L=426	0.18	0.45	174,178,154,178	
	[b=1.0;1.0]		346.0	1.01	0.40	4d20 2+2 d20	0.66	0.15	2+2d8/20 L=426	0.18	0.45	174,178,154,178	
36	s=5,m=5	ok,ok	346.0	1.01	0.24	4d20 2+2 d20	0.57	0.06	2+2d8/20 L=378	0.13	0.37	194,170,178,178	
	[b=1.0;1.0]		724.0	1.01	0.24	4d20 2+2 d20	0.77	0.06	2+2d8/20 L=378	0.13	0.37	178,170,178,178	
				M P= 11		X=2265.7	Y=1788.9						
Pilas.	Note	Stato	Quota	%Af	r. snell.	Armat. long.	V N/M	V N sis	Staffe	V V/T cls	V V/T acc	Rif.	cmb
6	s=3,m=5	ok,ok	-80.0	0.67	0.70	0d0 6+0 d20	0.80	0.42	2+2d8/20 L=426	0.21	0.46	174,137,174,174	
	[b=1.0;1.0]		346.0	0.67	0.70	0d0 6+0 d20	0.63	0.41	2+2d8/20 L=426	0.21	0.46	174,137,174,174	
19	s=3,m=5	ok,ok	346.0	0.67	0.43	0d0 6+0 d20	0.64	0.19	2+2d8/20 L=378	0.17	0.40	190,137,178,178	
	[b=1.0;1.0]		724.0	0.67	0.43	0d0 6+0 d20	0.87	0.18	2+2d8/20 L=378	0.17	0.40	174,137,178,178	
				M P= 12		X=-116.9	Y=2079.1						
Pilas.	Note	Stato	Quota	%Af	r. snell.	Armat. long.	V N/M	V N sis	Staffe	V V/T cls	V V/T acc	Rif.	cmb
1	s=3,m=5	ok,ok	-80.0	1.00	0.36	0d0 9+0 d20	0.98	0.12	2+2d8/20 L=426	0.19	0.38	157,139,150,157	
	[b=1.0;1.0]		346.0	0.67	0.36	0d0 6+0 d20	0.77	0.11	2+2d8/20 L=426	0.19	0.38	175,139,150,157	
14	s=3,m=5	ok,ok	346.0	0.67	0.22	0d0 6+0 d20	0.93	0.05	2+2d8/20 L=378	0.18	0.34	32,139,179,23	
	[b=1.0;1.0]		724.0	1.11	0.22	0d0 10+0 d20	0.94	0.05	2+2d8/20 L=378	0.18	0.34	23,139,179,23	
				M P= 13		X=439.1	Y=2187.8						
Pilas.	Note	Stato	Quota	%Af	r. snell.	Armat. long.	V N/M	V N sis	Staffe	V V/T cls	V V/T acc	Rif.	cmb



2	s=3,m=5	ok,ok	-80.0	0.67	0.55	0d0 6+0 d20	0.98	0.26	2+2d8/20 L=426	0.23	0.45	167,195,175,155
	[b=1.0;1.0]		346.0	0.67	0.55	0d0 6+0 d20	0.80	0.25	2+2d8/20 L=426	0.23	0.45	175,195,175,155
15	s=3,m=5	ok,ok	346.0	1.00	0.34	0d0 9+0 d20	0.93	0.12	2+2d8/20 L=378	0.24	0.64	32,179,179,72
	[b=1.0;1.0]		724.0	1.56	0.34	0d0 14+0 d20	0.99	0.11	2+2d8/20 L=378	0.24	0.64	23,179,179,72
					M P= 14	X=995.2	Y=2296.1					
Pilas.	Note	Stato	Quota	%Af	r. snell.	Armat. long.	V N/M	V N sis	Staffe	V V/T cls	V V/T acc	Rif. cmb
3	s=3,m=5	ok,ok	-80.0	1.00	0.54	0d0 9+0 d20	0.98	0.25	2+2d8/20 L=426	0.27	0.53	175,195,151,175
	[b=1.0;1.0]		346.0	0.67	0.54	0d0 6+0 d20	0.96	0.24	2+2d8/20 L=426	0.27	0.53	151,195,151,175
16	s=3,m=5	ok,ok	346.0	1.00	0.33	0d0 9+0 d20	0.95	0.12	2+2d8/20 L=378	0.25	0.66	32,195,179,72
	[b=1.0;1.0]		724.0	1.67	0.33	0d0 15+0 d20	0.98	0.11	2+2d8/20 L=378	0.25	0.66	71,195,179,72
					M P= 15	X=1551.2	Y=2404.8					
Pilas.	Note	Stato	Quota	%Af	r. snell.	Armat. long.	V N/M	V N sis	Staffe	V V/T cls	V V/T acc	Rif. cmb
4	s=3,m=5	ok,ok	-80.0	1.22	0.49	0d0 11+0 d20	0.97	0.22	2+2d8/20 L=426	0.27	0.56	175,179,151,175
	[b=1.0;1.0]		346.0	0.78	0.49	0d0 7+0 d20	0.95	0.21	2+2d8/20 L=426	0.27	0.56	175,179,151,175
17	s=3,m=5	ok,ok	346.0	0.78	0.30	0d0 7+0 d20	0.99	0.10	2+2d8/20 L=378	0.22	0.55	189,179,155,179
	[b=1.0;1.0]		724.0	1.33	0.30	0d0 12+0 d20	0.99	0.09	2+2d8/20 L=378	0.22	0.55	195,179,155,179
					M P= 16	X=2107.3	Y=2513.2					
Pilas.	Note	Stato	Quota	%Af	r. snell.	Armat. long.	V N/M	V N sis	Staffe	V V/T cls	V V/T acc	Rif. cmb
5	s=3,m=5	ok,ok	-80.0	1.00	0.54	0d0 9+0 d20	0.94	0.26	2+2d8/20 L=426	0.26	0.56	175,185,151,175
	[b=1.0;1.0]		346.0	0.78	0.54	0d0 7+0 d20	0.95	0.25	2+2d8/20 L=426	0.27	0.56	151,185,151,175
18	s=3,m=5	ok,ok	346.0	0.67	0.33	0d0 6+0 d20	0.90	0.12	2+2d8/20 L=378	0.23	0.49	189,185,179,179
	[b=1.0;1.0]		724.0	1.33	0.33	0d0 12+0 d20	0.93	0.11	2+2d8/20 L=378	0.23	0.49	179,185,179,179
Pilas.				%Af	r. snell.		V N/M	V N sis		V V/T cls	V V/T acc	
				2.01	1.15		0.99	0.63		0.27	0.66	



## 29. 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	

### 29.1 DESCRIZIONE GENERALE DEL MODELLO NUMERICO

Modellazione della geometria e proprietà meccaniche:	
nodii	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
<b>Tipo di vincoli:</b>	
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

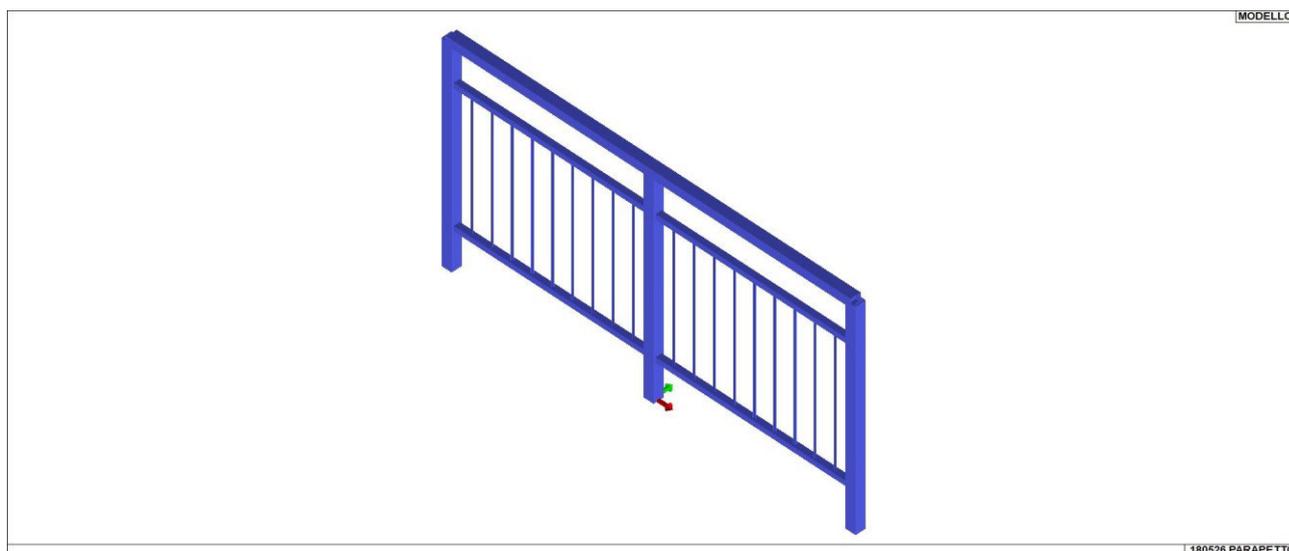


Figura 12 - Modello di calcolo

### 29.2 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

### 29.3 CARATTERISTICHE MATERIALI UTILIZZATI

Id	Tipo / Note	daN/cm <sup>2</sup>	Young daN/cm <sup>2</sup>	Poisson	G daN/cm <sup>2</sup>	Gamma daN/cm <sup>3</sup>	Alfa
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					



Id	Tipo / Note		Young	Poisson	G	Gamma	Alfa
	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

**29.4 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

**29.5 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					



Elem.	Note	Nodo I	Nodo J	Mat.	Sez.	Rotaz.	Svincolo I	Svincolo J	Wink V	Wink O
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					
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					

## 29.6

## 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

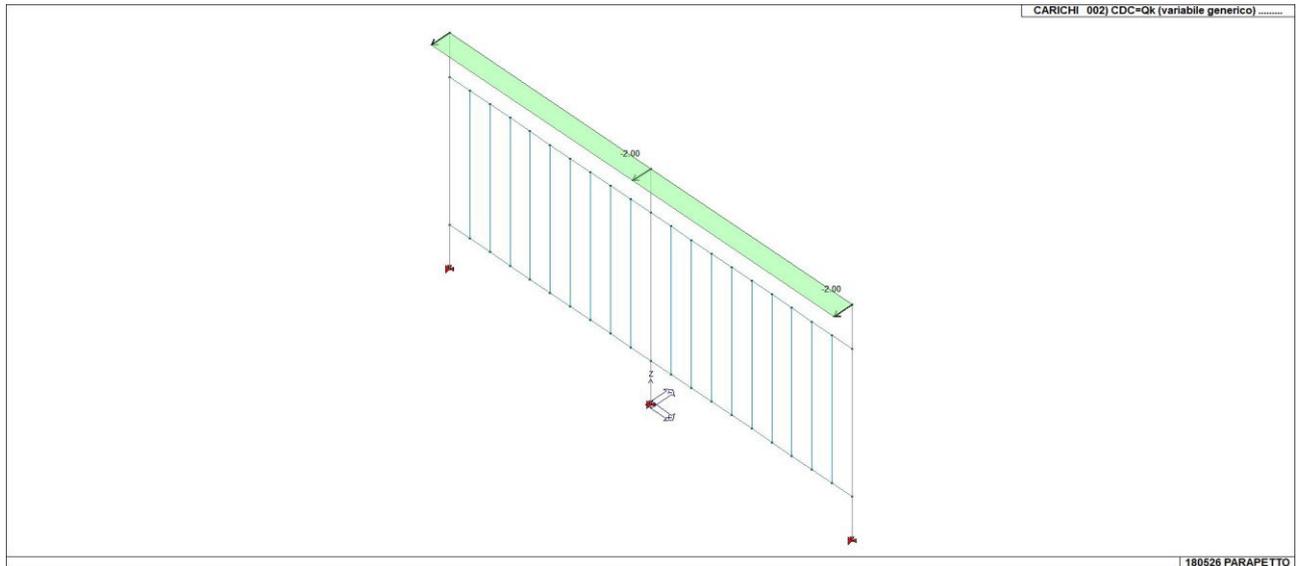


Figura 13 - Carico variabile

**29.7 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

**29.8 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	CDC	CDC	CDC	CDC									
	1/15...	2/16...	3/17...	4/18...	5/19...	6/20...	7/21...	8/22...	9/23...	10/24...	11/25...	12/26...	13/27...	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												

**29.9 RISULTATI ELEMENTI TIPO TRAVE**

Pilas.	Cmb	M3 mx/mn	M2 mx/mn	D 2 / D 3	Q 2 / Q 3	Pos.	N	v 2	v 3	T	M 2	M 3
		daN cm	daN cm	cm	daN	cm	daN	daN	daN	daN cm	daN cm	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



Pilas.	Cmb	M3 mx/mn	M2 mx/mn	D 2 / D 3	Q 2 / Q 3	Pos.	N	V 2	V 3	T	M 2	M 3
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	M2 mx/mn	D 2 / D 3	Q 2 / Q 3	Pos.	N	V 2	V 3	T	M 2	M 3
		daN cm	daN cm	cm	daN		daN	daN	daN	daN cm	daN cm	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		

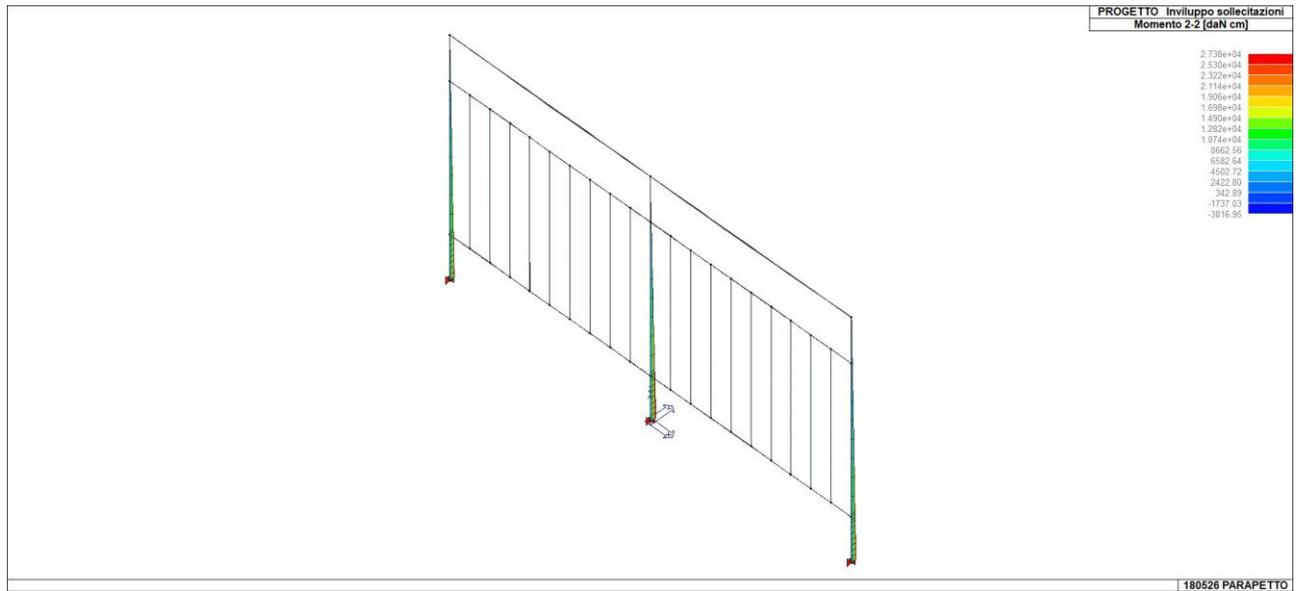


Figura 14 - Involuppo Momento M2

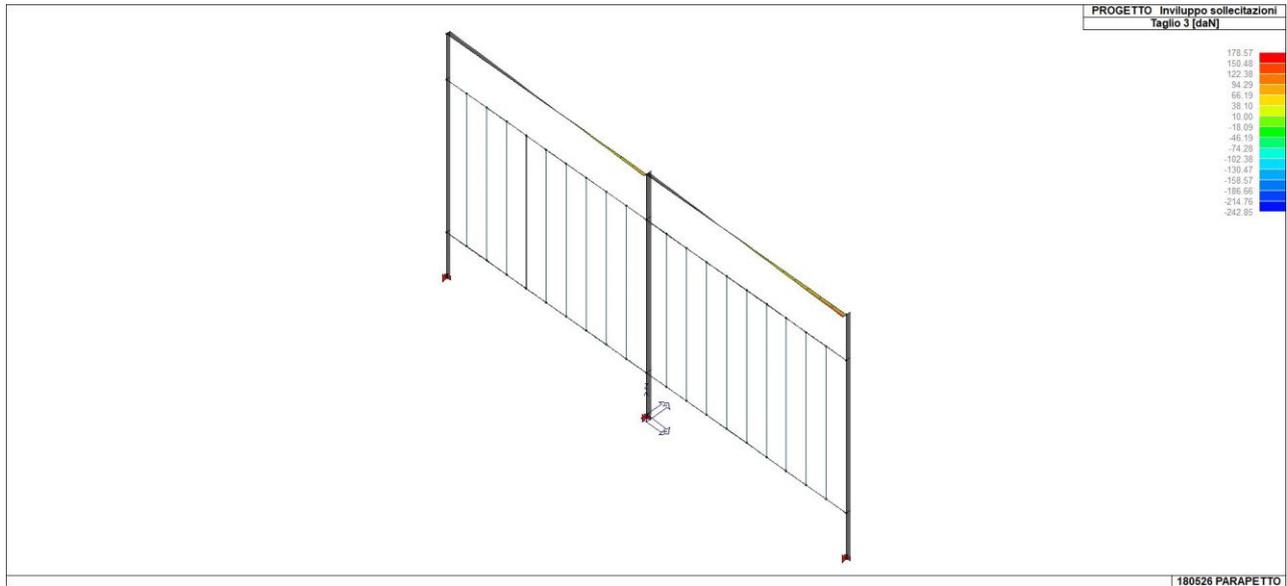


Figura 15 - Involuppo Taglio V3

**29.10 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										

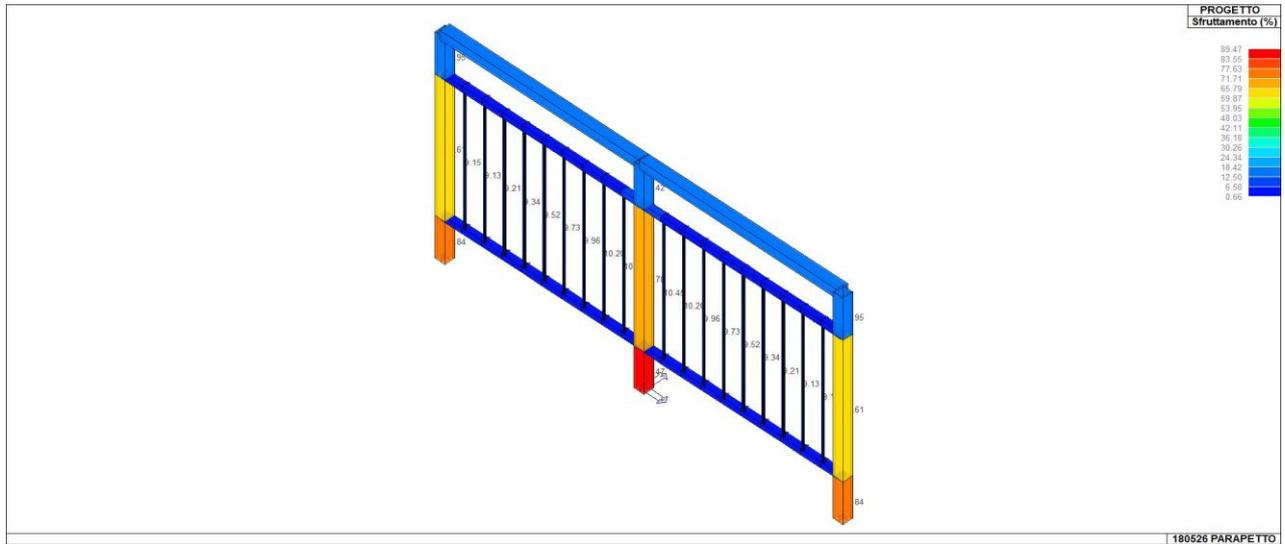


Figura 16 - Sfruttamento profili



Di seguito si riporta la verifica dell'ancoraggio:

**Profis Anchor 2.8.3**

www.hilti.it

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:  
Progetto:  
Contratto N°:  
Data:

2

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**

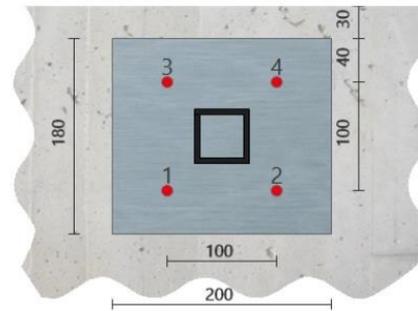
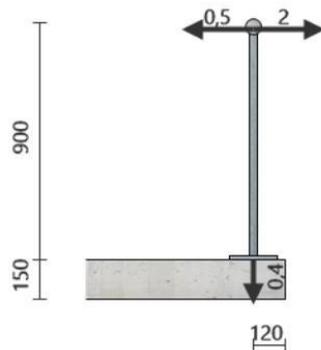
carichi orizzontali montante  $F_H = 2,000$  [kN]  
Peso proprio del montante  $F_G = 0,400$  [kN]

**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:

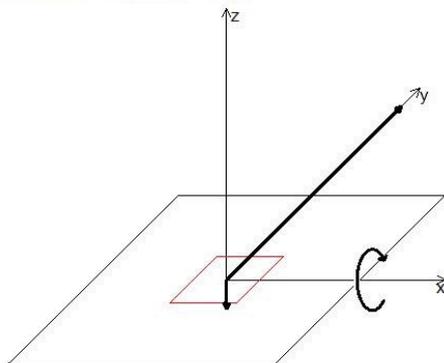
Pagina: 3  
Progetto:  
Contratto N°:  
Data: 18/07/2019

**3 Dati da inserire**

<b>Tipo e dimensione dell'ancorante:</b>	<b>HIT-HY 200-A + HIT-V (5.8) M16</b>	
Profondità di posa effettiva:	$h_{ef,act} = 100 \text{ mm}$ ( $h_{ef,limit} = -$ mm)	
Materiale:	5.8	
Certificazione No.:	-	
Emesso   Valido:	-   -	
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	
<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 $\geq 100 \text{ mm}$ ( $\emptyset \leq 10 \text{ mm}$ ) 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]  
 $e_x = 0$ ;  $e_y = 0$



**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**

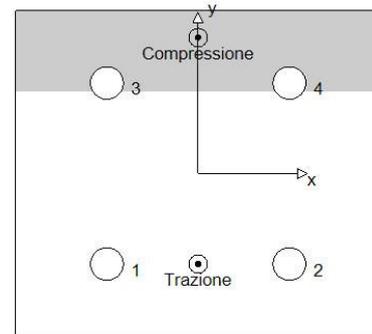
Condizione di carico: Carichi di progetto

**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. sforzo 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> ]	$\tau_{Rk,ucr,25}$ [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]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,cp}$ [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		
$c_1$ [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

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

**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)

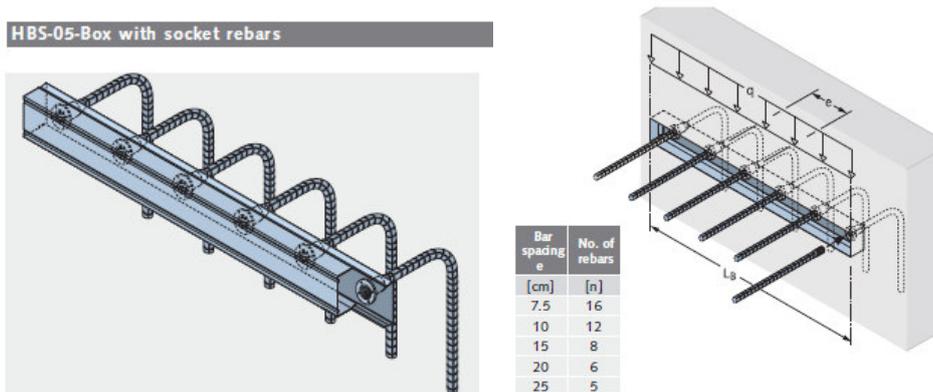
**L'ancoraggio risulta verificato!**



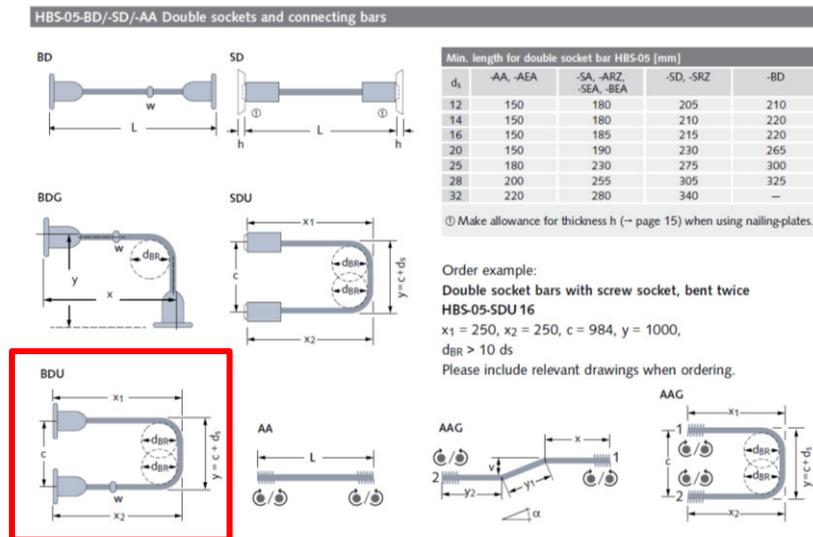
**30. VERIFICA AGGANCI DI RIPRESA FUTURO AMPLIAMENTO**

**30.1 RIPRESA SOLETTA PIANO TERZO**

Al fine di prevedere la continuità strutturale tra la soletta del piano terzo in progetto e quella del futuro ampliamento, si prescrive l'utilizzo di agganci di ripresa del tipo HALFEN HBS-05.

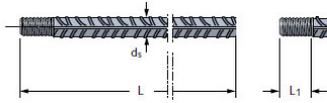


È necessario disporre le barre di ripresa sia superiormente che inferiormente, pertanto si utilizzano agganci a doppia ripresa del tipo HBS-05-BDU e barre di connessione del tipo HBS-05-A. Si dispongono barre  $\phi 14/15$ .





HBS-05-A Connecting bars



HBS-05-A Standard lengths [mm]						
Reinforcing steel bars B 500 B according to DIN 488-1						
HBS-05-	Order no.	Dimensions	Colour-code	Weight		
Rebar d <sub>s</sub>	L	Thread	L <sub>1</sub>		kg/piece	
A-12	380	00001	M12	16.5	green	0.337
	590	00002				0.524
	840	00003				0.746
	1160	00004				1.030
A-14	970	00007	M14	19.5	red	1.174
	1350	00008				1.634
A-16	375	00009	M16	22.5	orange	0.592
	1085	00010				1.714
	1545	00011				2.440
	⊕ ...	-				-
A-20	370	00012	M20	28.5	lightblue	0.914
	1350	00013				3.335
A-25	360	00015	M25 × 2.5 Special thread	36.0	brown	1.386
	1690	00016				6.507
	⊕ ...	-				-
A-28	360	00018	M28 × 2.5 Special thread	40.5	black	1.739
	1890	00019				9.129
	⊕ ...	-				-
A-32	⊕ ...	-	M32 × 3 Special thread	45.5	blue	-

Also available with left-hand thread HBS-05-AL.  
Connecting rebars with left-hand thread on request.  
Other bar lengths and bend shapes are available on request (→ page 9).  
⊕ Please state required length when ordering.

Il dimensionamento è stato effettuato considerando le massime azioni di taglio agenti all'interfaccia tra la soletta in progetto e quella del futuro ampliamento. Il valore di progetto della resistenza a taglio è stato calcolato in base a quanto stabilito nell'Eurocodice 2 - Parte 1-1 per gli elementi senza armatura a taglio.

Si riportano le verifiche effettuate nelle due direzioni:

VERIFICA A TAGLIO UNI EN 1992-1-1:2005 par.		Elementi che non richiedono armature a taglio
$C_{Rd,c}$	0.12	(1) Il valore di progetto della resistenza a taglio $V_{Rd,c}$ è dato da: $V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d$ (6.2.a)
k	1.87	in ogni caso non minore di $V_{Rd,c} = (V_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$ (6.2.b)
$A_{sl}$	1078 mm <sup>2</sup>	dove: $f_{ck}$ è in Megapascal;
$b_w$	1000 mm	$k = 1 + \frac{200}{\sigma} \leq 2.0$ con $\sigma$ in millimetri;
d	266 mm	$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0.02$ ;
$\rho_l$	0.0041	$A_{sl}$ è l'area dell'armatura tesa, che si estende per non meno di $(l_{bd} + d)$ oltre la sezione considerata (vedere figura 6.3);
$f_{ck}$	32 MPa	$b_w$ è la larghezza minima della sezione in zona tesa [millimetri];
$V_{Rd,c}$	773 kN	$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{ctd}$ [Megapascal];
$V_{Ed}$	575 kN	$N_{Ed}$ è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione in [Newton] ( $N_{Ed} > 0$ per la compressione). L'influenza delle deformazioni impresse su $N_{Ed}$ può essere trascurata;
$V_{Ed}/V_{Rd,c}$	0.74 OK!	$A_c$ è l'area della sezione di calcestruzzo [millimetri quadrati]; $V_{Rd,c}$ è in [Newton].
		I valori di $C_{Rd,c}$ , $V_{min}$ e $k_1$ da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato per $C_{Rd,c}$ è 0.18/γ <sub>c</sub> , quello per $V_{min}$ è dato dall'espressione (6.3N) e quello per $k_1$ è 0.15.
		$V_{min} = 0.035 k^{1/3} \cdot f_{ck}^{1/3}$ (6.3N)

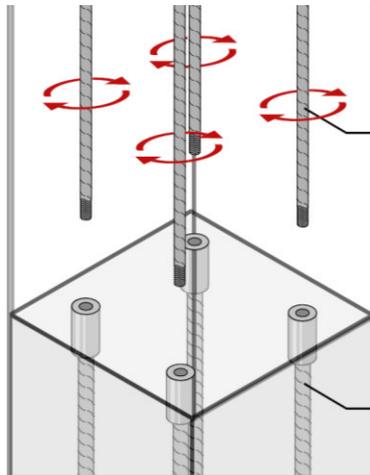


VERIFICA A TAGLIO UNI EN 1992-1-1:2005 par.		Elementi che non richiedono armature a taglio
$C_{Rd,c}$	0.12	(1) Il valore di progetto della resistenza a taglio $V_{Rd,c}$ è dato da:
$k$	1.45	$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ctk})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] d_w \sigma$ (6.2.a)
$A_{s1}$	616 mm <sup>2</sup>	in ogni caso non minore di
$b_w$	340 mm	$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) d_w \sigma$ (6.2.b)
$d$	1000 mm	dove:
$\rho_1$	0.0018	$f_{ctk}$ è in Megapascal;
$f_{ck}$	32 MPa	$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$ con $d$ in millimetri;
$V_{Rd,c}$	342 kN	$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} \leq 0.02$ ;
$V_{Ed}$	170 kN	$A_{st}$ è l'area dell'armatura tesa, che si estende per non meno di $(l_{ct} + d)$ oltre la sezione considerata (vedere figura 6.3);
$V_{Ed}/V_{Rd,c}$	0.50 OK!	$d_w$ è la larghezza minima della sezione in zona tesa [millimetri];
		$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{ctk}$ [Megapascal];
		$N_{Ed}$ è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione in [Newton] ( $N_{Ed} > 0$ per la compressione). L'influenza delle deformazioni impresso su $N_{Ed}$ può essere trascurata;
		$A_c$ è l'area della sezione di calcestruzzo [millimetri quadrati];
		$V_{Rd,c}$ è in [Newton].
		I valori di $C_{Rd,c}$ , $v_{min}$ e $k_1$ da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato per $C_{Rd,c}$ è 0,18/1/c, quello per $v_{min}$ è dato dall'espressione (6.3N) e quello per $k_1$ è 0,15.
		$v_{min} = 0,035 k^{1/3} f_{ctk}^{1/3}$ (6.3N)

**Le verifiche a taglio risultano soddisfatte.**

### 30.2 RIPRESA PILASTRI

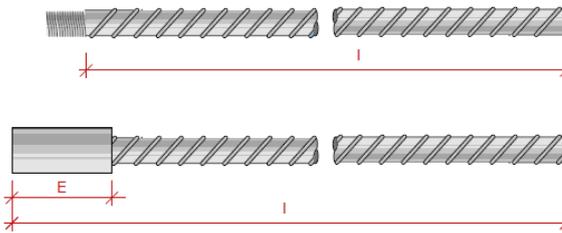
Al fine di prevedere la continuità strutturale tra i pilastri del piano secondo in progetto e i pilastri della futura sopraelevazione, si prescrive l'utilizzo di agganci di ripresa avvitalibili del tipo Coupler standard.



Si dispongono 6φ16.



**Coupler standard types**

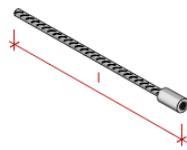


Article number CA female bar	Article number CE threaded bar	Article number Complete set	Type		Weight per set kg	Socket			CE thread	Required tightening torque <sup>1)</sup> Nm
			Ø mm	L per bar mm		Length E mm	External Ø mm	Weight kg		
CCA120400	CCE120400	CCA120400	12	400	0.80	43	22	0.08	M13 x 1.75	60
CCA120570	CCE120570	CCA120570	12	570	1.07	43	22	0.08	M13 x 1.75	60
CCA120800	CCE120800	CCA120800	12	800	1.48	43	22	0.08	M13 x 1.75	60
CCA121500	CCE121500	CCA121500	12	1500	2.72	43	22	0.08	M13 x 1.75	60
CCA140660	CCE140660	CCA140660	14	660	1.67	47	22	0.08	M15 x 2.00	100
CCA140930	CCE140930	CCA140930	14	930	2.32	47	22	0.08	M15 x 2.00	100
CCA141500	CCE141500	CCA141500	14	1500	3.70	47	22	0.08	M15 x 2.00	100
CCA161020	CCE161020	CCA161020	16	1020	3.43	47	32	0.22	M17 x 2.00	100
CCA161440	CCE161440	CCA161440	16	1440	4.76	47	32	0.22	M17 x 2.00	100
CCA161800	CCE161800	CCA161800	16	1800	5.90	47	32	0.22	M17 x 2.00	100
CCA201280	CCE201280	CCA201280	20	1280	6.52	55	32	0.21	M21 x 2.50	200
CCA201800	CCE201800	CCA201800	20	1800	9.09	55	32	0.21	M21 x 2.50	200
CCA202100	CCE202100	CCA202100	20	2100	10.57	55	32	0.21	M21 x 2.50	200
CCA251600	CCE251600	CCA251600	25	1600	12.69	64	40	0.38	M26 x 3.00	250
CCA252260	CCE252260	CCA252260	25	2260	17.77	64	40	0.38	M26 x 3.00	250
CCA252600	CCE252600	CCA252600	25	2600	20.39	64	40	0.38	M26 x 3.00	250
CCA281790	CCE281790	CCA281790	28	1790	17.80	69	45	0.55	M29 x 3.00	280
CCA282530	CCE282530	CCA282530	28	2530	24.95	69	45	0.55	M29 x 3.00	280
CCA283000	CCE283000	CCA283000	28	3000	29.49	69	45	0.55	M29 x 3.00	280
CCA32SONL	CCE32SONL	-	32	?)	-	80	50	0.63	M33 x 3.50	450

1) Torque wrench necessary  
2) according to specification

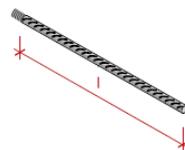
**Typ CA**

with socket at one end



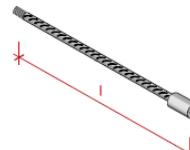
**Typ CE**

with thread at one end



**Typ ECA**

with thread and socket



**Typ DCA**

with socket at both  
ends

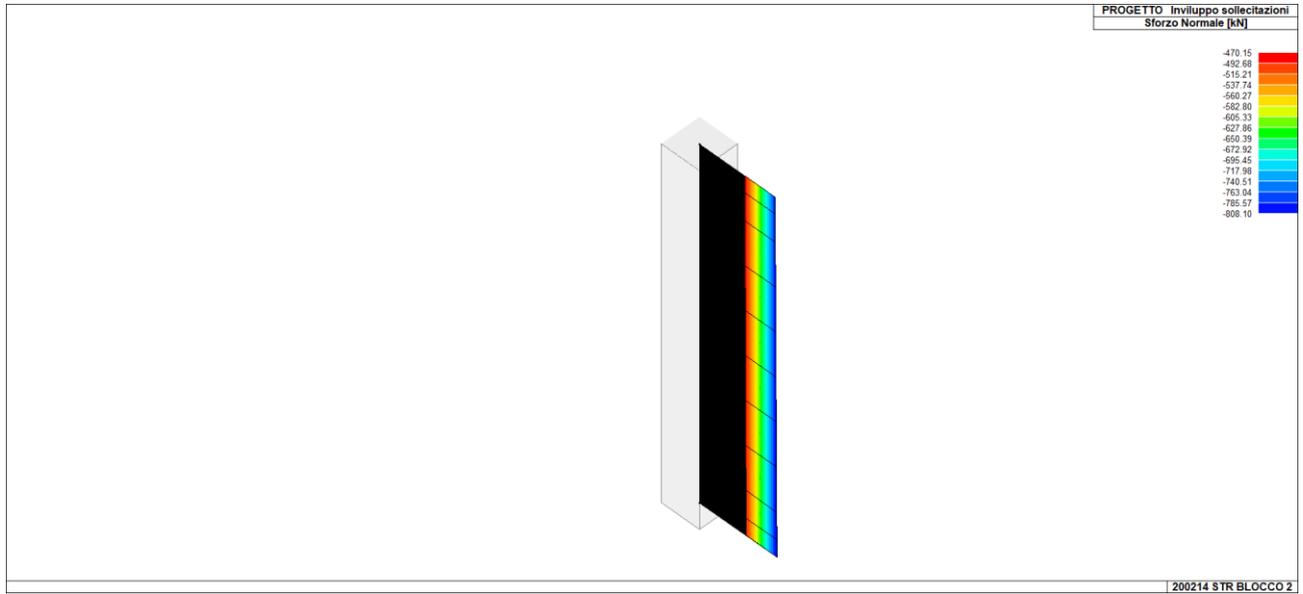


Il dimensionamento è stato effettuato considerando il pilastro più sollecitato.

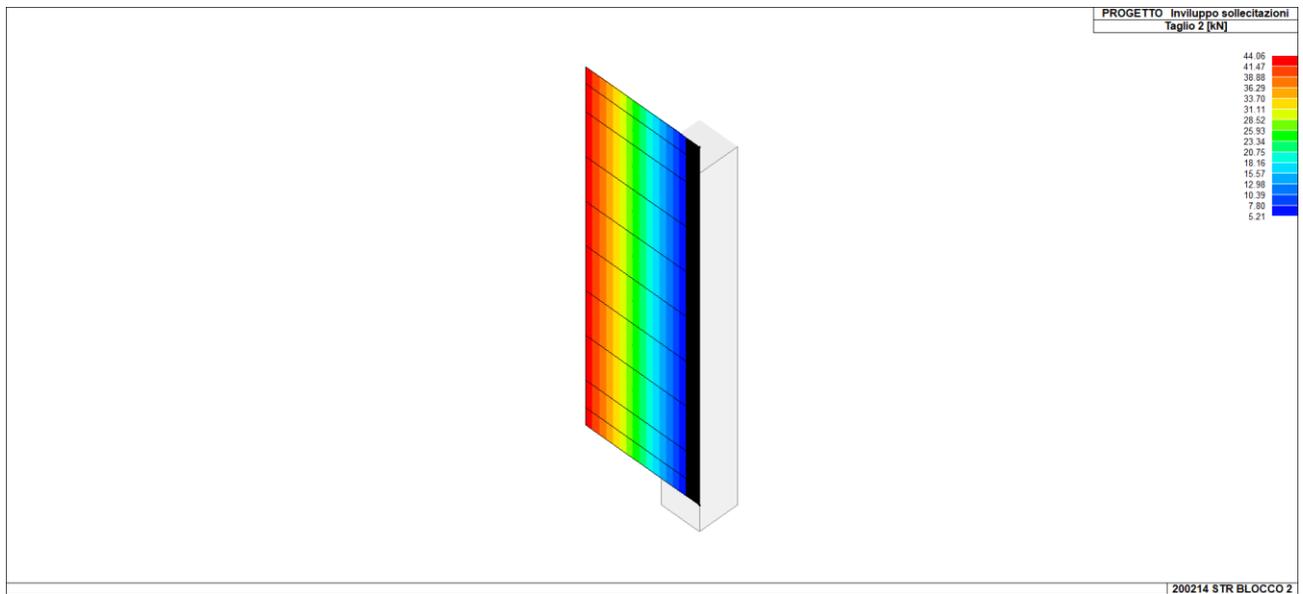


Si riportano gli involuipi delle sollecitazioni:

SFORZO NORMALE

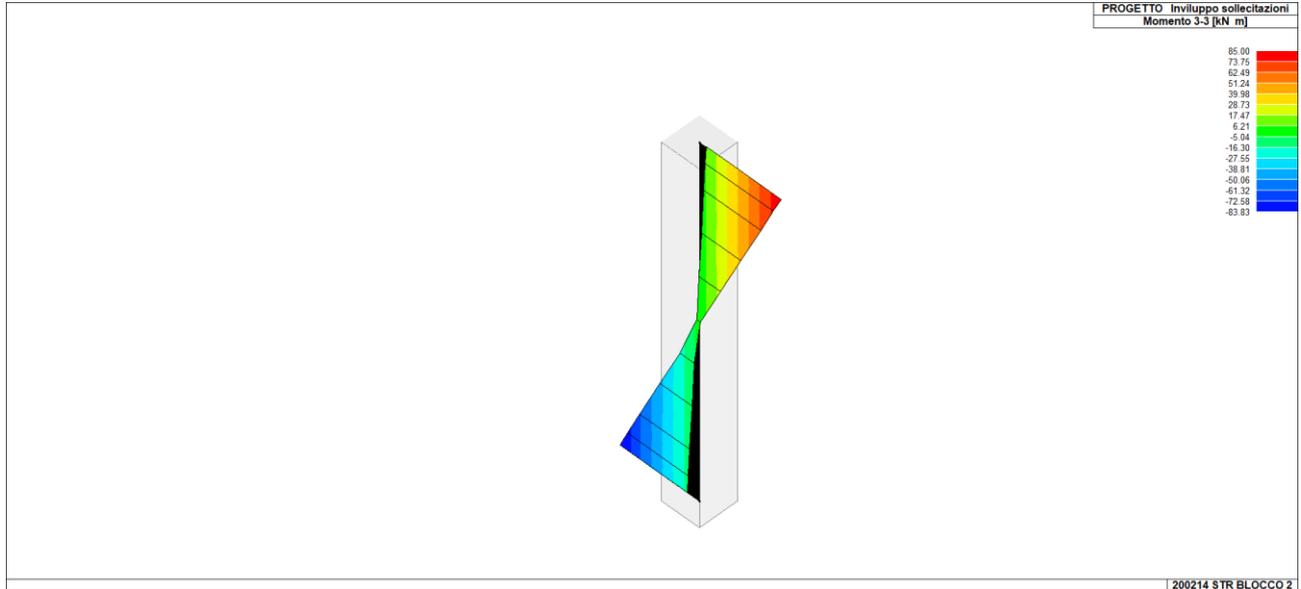


TAGLIO





MOMENTO



Si riportano i risultati delle verifiche:

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

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

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

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	40	40	1	6,03	9
			2	6,03	31

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

Sollecitazioni  
 S.L.U.  Metodo n   
 N<sub>Ed</sub> 470 0 kN  
 M<sub>xEd</sub> 85 0 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 0

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

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

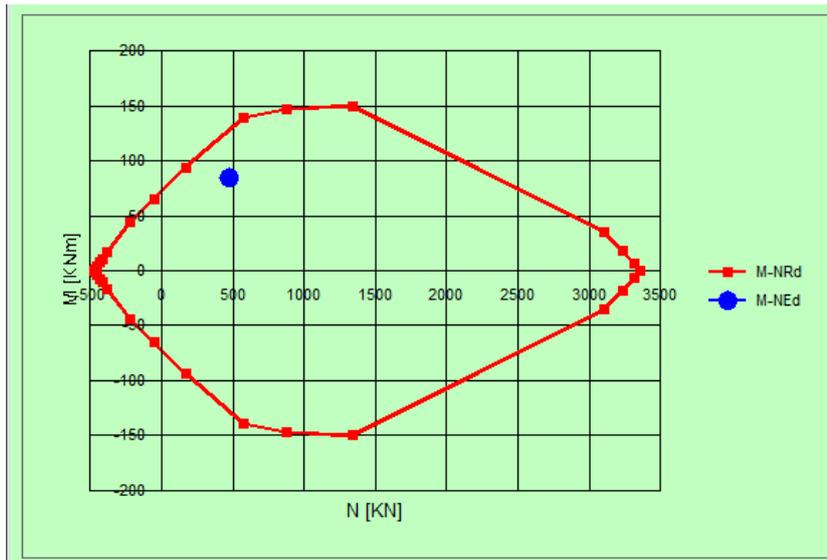
Tipo flessione  
 Retta  Deviate

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

Materiali  
 B450C C32/40  
 ε<sub>su</sub> 67,5 ‰ ε<sub>c2</sub> 1,8 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391,3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 1,8 ‰  
 E<sub>s</sub> 210000 N/mm² f<sub>cd</sub> 18,13  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0,8  
 ε<sub>syd</sub> 1,863 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 12,25  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0,7333  
 τ<sub>cl</sub> 2,114

M<sub>xRd</sub> 129,5 kN m  
 σ<sub>c</sub> -18,13 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 391,3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 1,8 ‰  
 ε<sub>s</sub> 2,453 ‰  
 d 31 cm  
 x 13,12 x/d 0,4232  
 δ 0,969

Precompresso



VERIFICA A TAGLIO UNI EN 1992-1-1:2005 par.		Elementi che non richiedono armature a taglio	
$C_{RD,c}$	0.12	(1) Il valore di progetto della resistenza a taglio $V_{Rd,c}$ è dato da:	
$k$	1.80	$V_{Rd,c} = [C_{RD,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d$	(6.2.a)
$A_{s1}$	603 mm <sup>2</sup>	in ogni caso non minore di:	
$b_w$	400 mm	$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$	(6.2.b)
$d$	310 mm	dove:	
$\rho_1$	0.0049	$f_{ck}$ è in Megapascal;	
$f_{ck}$	32 MPa	$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0$ con $d$ in millimetri;	
$V_{Rd,c}$	418 kN	$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w d} \leq 0.02$ ;	
$V_{Ed}$	44 kN	$A_{s1}$ è l'area dell'armatura tesa, che si estende per non meno di $(l_{bd} + d)$ oltre la sezione considerata (vedere figura 6.3);	
$V_{Ed}/V_{Rd,c}$	0.11 <b>OK!</b>	$b_w$ è la larghezza minima della sezione in zona tesa [millimetri];	
		$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{ck}$ [Megapascal];	
		$N_{Ed}$ è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi o alla precompressione in [Newton] ( $N_{Ed} > 0$ per la compressione). L'influenza delle deformazioni impresse su $N_{Ed}$ può essere trascurata;	
		$A_c$ è l'area della sezione di calcestruzzo [millimetri quadrati];	
		$V_{Rd,c}$ è in [Newton].	
		I valori di $C_{RD,c}$ , $v_{min}$ e $k_1$ da adottare in uno Stato possono essere reperiti nella sua appendice nazionale. Il valore raccomandato per $C_{RD,c}$ è 0.18/10; quello per $v_{min}$ è dato dall'espressione (6.3N) e quello per $k_1$ è 0.15.	
		$v_{min} = 0.035 k^{1/3} \cdot f_{ck}^{1/3}$	(6.3N)

**Le verifiche risultano soddisfatte.**