

Comune di Nole  
Città Metropolitana di Torino

**Lavori di ampliamento del cimitero del capoluogo  
con nuova costruzione di loculi ed edicole  
funerarie e relative opere di recinzione e  
complementari**

**PROGETTO DEFINITIVO -ESECUTIVO**

**Relazione di calcolo delle strutture**

**PROGETTISTA**



STUDIO TECNICO  
ASSOCIATO

Arch. Roberta Maggio

Ing. Nicola Mordà

Geom. Giandomenico Pison

Ing. Fabio Sessa

Via Maggiovetto, 11 - 10010 Bairo (TO)

tel. +39 0124 570455 - fax +39 0124 570211 -

mail [info@playprogetti.it](mailto:info@playprogetti.it)



**DATA: Novembre 2018**

**ELABORATO**

**2**

E' vietata qualsiasi riproduzione non  
autorizzata.

## INDICE

1. Premessa.....	3
2. Riferimenti legislativi.....	3
3. Descrizione dell'intervento .....	4
4. Materiali previsti e resistenze di calcolo.....	6
5. Modellazione della struttura.....	7
6. Precisazioni sul codice di calcolo utilizzato .....	8
7. Criteri adottati per l'analisi sismica.....	9
8. Modalità di progetto e verifica.....	12
9. Analisi dei carichi .....	13
10. Carichi applicati sul modello numerico .....	14
10.1. Solette loculi .....	14
10.2. Solette intermedie (voltini).....	14
10.3. Soletta copertura .....	14
10.4. Peso archi in c.a. ....	14
11. Combinazioni di carico .....	15
12. Risultati analisi.....	19
13. Verifiche SLU .....	21
13.1. Verifica travi portico .....	21
13.2. Verifica trave compluvio copertura.....	25
13.3. Trave copertura triangolare .....	28
13.4. Verifica solette loculi sp. 10cm .....	31
13.5. Verifica solette intermedie sp. 20cm .....	33
13.6. Verifica copertura .....	36
13.7. Verifica pilastri .....	40
13.8. Verifica pareti .....	42
13.9. Verifica fuori piano parete E-B .....	65
14. Conclusioni.....	67

## INDICE DELLE FIGURE

---

Figura 1 - Pianta struttura .....	4
Figura 2 - Sezione tipologica .....	5
Figura 3 - Prospetto tipologico .....	5
Figura 4 - Modello di calcolo .....	7
Figura 5 - Spettro di riferimento SLV.....	11
Figura 6 - Modi di vibrare n. 1-2 .....	19
Figura 7 - Modi vibrare n. 3-4 .....	20
Figura 8 - Reazioni vincolari per caso di carico .....	20
Figura 9 - Inviluppo my SLU .....	21
Figura 10 - Inviluppo my SLE Caratt. ....	21
Figura 11 - Inviluppo my SLE Freq.....	22
Figura 12 - Inviluppo SLE Quasi perm.....	22
Figura 13 - Inviluppo Vz SLU-SLV .....	22
Figura 14 - Individuazione trave copertura.....	25
Figura 15 - Sollecitazioni agenti SLU-SLV.....	25
Figura 16 - Sollecitazioni SLE.....	26
Figura 17 - Sollecitazioni SLU trave triangolare .....	28
Figura 18 - Sollecitazioni agenti soletta loculi .....	31
Figura 19 - Momenti agenti prima fase.....	37
Figura 20 - Momento agente 2a fase (striscia 1m).....	38
Figura 21 - Taglio agente seconda fase (striscia 1m).....	38
Figura 23 - Identificazione pareti.....	42
Figura 24 - Momento orizzontale fuori piano parete E.....	65
Figura 25- Momento orizzontale fuori piano parete B.....	65
Figura 26 - Dettaglio momento orizzontale fuori piano parete B .....	66

---

## 1. Premessa

La presente relazione ai sensi del C.10.1 delle NTC18 ha per oggetto la redazione delle verifiche statiche relative all'ampliamento dell'area cimiteriale del cimitero comunale di Nole (TO).

## 2. Riferimenti legislativi

L'analisi della struttura e le verifiche sugli elementi sono state condotte in accordo alle vigenti disposizioni legislative ed in particolare delle seguenti norme:

Legge 05/11/1971, n.1086

*"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica."*

Legge 02/02/74, n.64

*"Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche."*

D.M. del 17/01/2018

*"Norme tecniche per le costruzioni."*

Ulteriori riferimenti tecnici sono costituiti

Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 – Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti

*"Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.*

Eurocodice 2 – *"Progettazione delle strutture in calcestruzzo"*

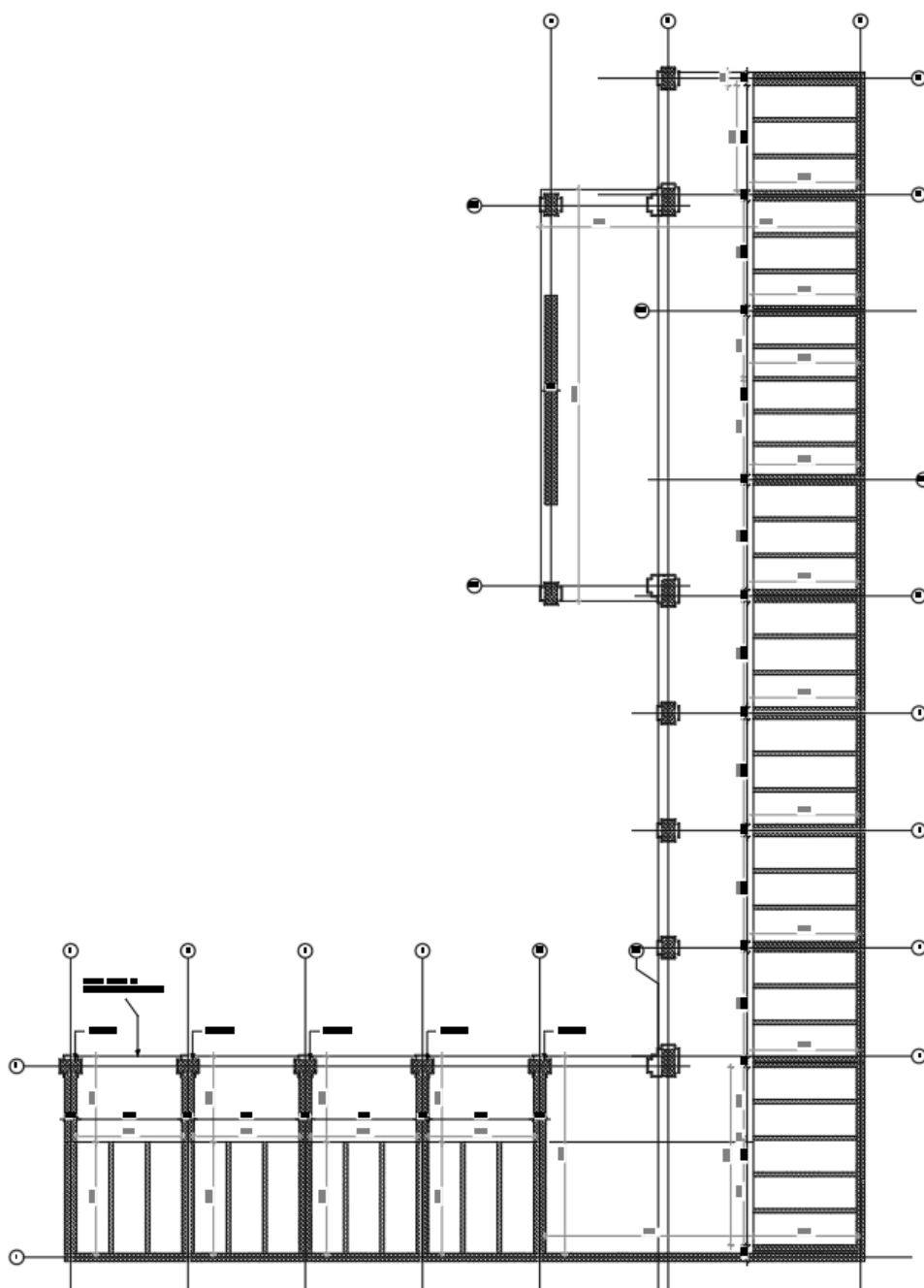
Eurocodice 3 – *"Progettazione delle strutture in acciaio"*

Eurocodice 5 – *"Progettazione delle strutture in legno"*

Eurocodice 8 – *"Progettazione delle strutture per la resistenza sismica"*

### 3. Descrizione dell'intervento

L'intervento in oggetto consiste nella realizzazione di una serie di maniche contenenti loculi realizzati con struttura in conglomerato cementizio armato. La struttura è costituita da pareti e pilastri in c.a. Di seguito sono riportati degli stralci degli elaborati grafici.



*Figura 1 - Pianta struttura*

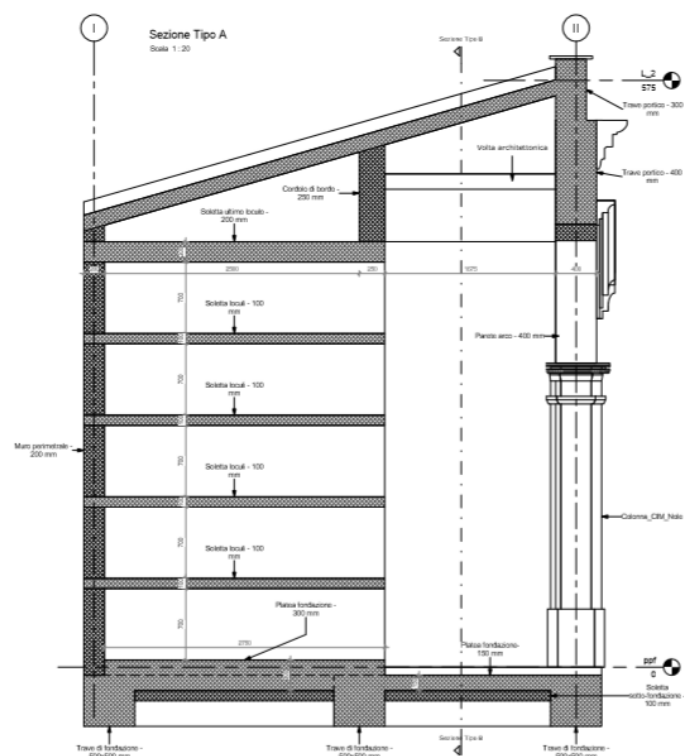


Figura 2 - Sezione tipologica

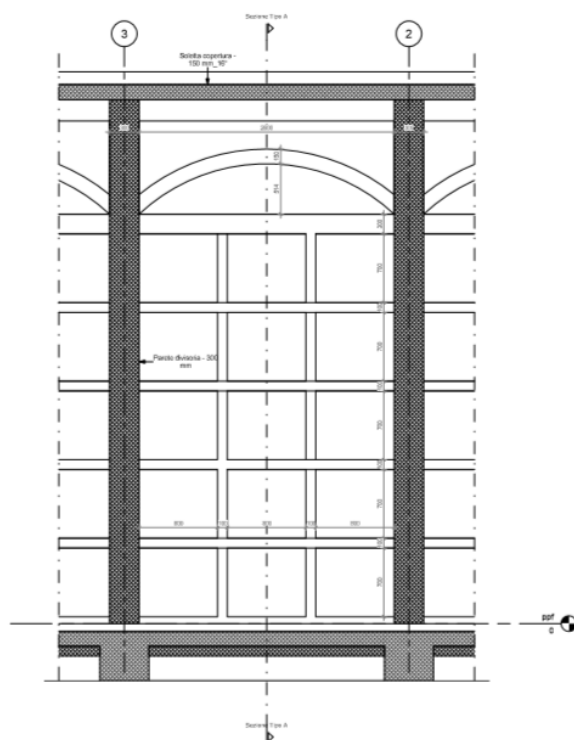


Figura 3 - Prospetto tipologico

#### 4. Materiali previsti e resistenze di calcolo

##### CLS STRUTTURE

###### Calcestruzzo armato classe C 25 / 30

Classe di esposizione		XC2
Massimo rapporto a/c		0.5
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck} =$	30 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck} =$	24.9 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza cilindrica media	$f_{cm} =$	32.9 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} =$	2.56 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctfm} =$	3.07 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk} =$	1.79 N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico medio	$E_{cm} =$	31447 N/mm <sup>2</sup>
Fattore parziale di sicurezza	$\gamma_c =$	1.5
Fattore riduzione resistenza per lunga durata	$\alpha_c =$	0.85
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd} =$	14.11 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di calcolo	$f_{ctd} =$	1.19 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione per flessione di calcolo	$f_{ctfd} =$	1.43 N/mm <sup>2</sup>
Deformazione limite del calcestruzzo	$\varepsilon_{c0} =$	0.20 ‰
Deformazione ultima del calcestruzzo	$\varepsilon_{cu} =$	0.35 ‰
Ricoprimento	$c =$	30 mm

###### Stato limite controllo tensioni calcestruzzo

SLE rara tens. CLS	$\sigma_{clim} =$	14.94 N/mm <sup>2</sup>
SLE quasi permanente tens. CLS	$\sigma_{clim} =$	11.21 N/mm <sup>2</sup>

###### Stato limite di fessurazione

Condizioni ambientali	ordinaria
Sensibilità armature alla corrosione	poco sensibili
SL frequente-apertura fessure	$w_k =$ 0.40 mm

Conversione sistema tecnico 10 N  $\approx$  1.0 kg

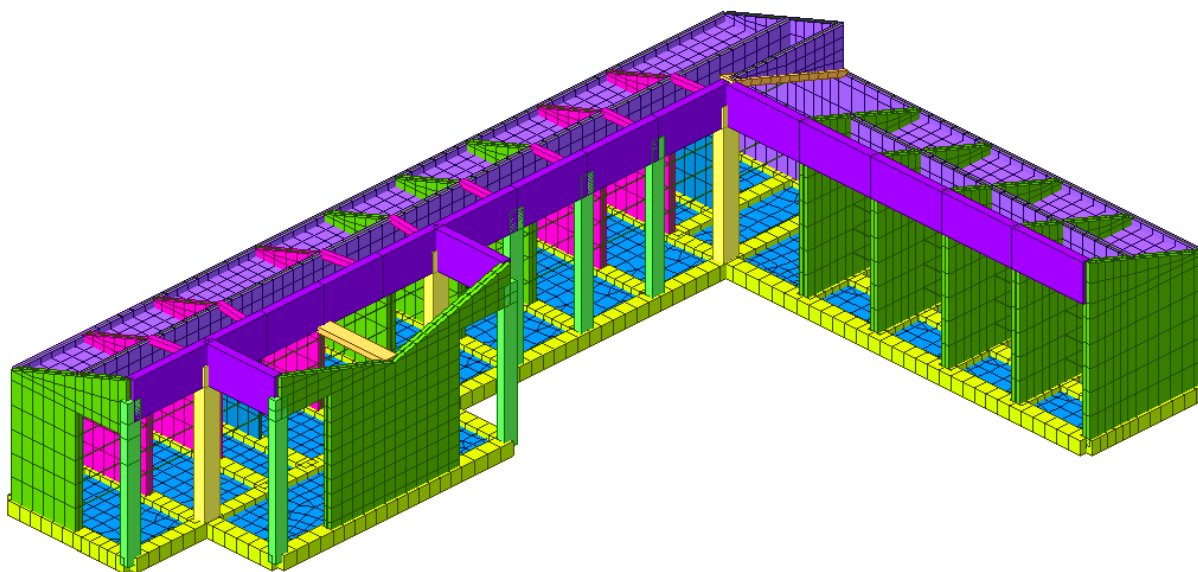
###### Acciaio B450C

Tensione caratteristica a rottura	$f_{yt} =$	540 N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica a snervamento	$f_{yk} =$	450 N/mm <sup>2</sup>
Modulo elastico	$E_s =$	210000 N/mm <sup>2</sup>
Fattore parziale di sicurezza	$\gamma_s =$	1.15
Resistenza di calcolo	$f_{yd} =$	391.3 N/mm <sup>2</sup>
SL rara tensione acciaio	$\sigma_{slim} =$	360 N/mm <sup>2</sup>

---

## 5. Modellazione della struttura

La modellazione della struttura è stata effettuata tramite il software Midas Gen 2019. Le pareti e le solette piene sono modellate attraverso elementi bidimensionali. Travi di fondazione, copertura e pilastri sono modellati attraverso elementi monodimensionali.



*Figura 4 - Modello di calcolo*



---

## **6. Precisazioni sul codice di calcolo utilizzato**

Si forniscono di seguito le ulteriori indicazioni richieste dal punto 10.2 del testo unico delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17/01/2018)

L'analisi è stata condotta utilizzando il codice di calcolo MidasGen2019, versione (v2.1)

Il programma MidasGen è un codice di calcolo specifico per l'analisi e la verifica di strutture multipiano in cemento armato, che consente una modellazione tridimensionale della struttura. Il programma è prodotto dalla MIDAS Information Technology Co. Ltd ed è distribuito sul territorio nazionale dalla Harpaceas s.r.l. e specificamente indirizzata alla produzione di software per l'ingegneria civile. La casa produttrice cura direttamente il servizio di assistenza tecnica e rende disponibili sul suo sito Internet manuali operativi e documentazioni tecniche complete relativi a casi di prova, liberamente scaricabili, che consentono un controllo ed un riscontro sull'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo.

Lo scrivente ha avuto modo di valutare, in base ad uno studio della documentazione fornita ed all'esame dei risultati ottenuti su strutture test significative, la robustezza ed affidabilità del codice utilizzato, di cui fa proprie le ipotesi di base e le modalità operative, che ritiene adeguate al contesto di utilizzo.

Lo scrivente fa inoltre propri i risultati forniti dal codice ed inseriti nella presente relazione di calcolo, che ha avuto modo di controllare sia attraverso le restituzioni sintetiche tabellari e grafiche ed i filtri di autodiagnostica offerti dal codice, sia mediante riscontri di massima eseguiti a campione sui risultati delle analisi.

Ulteriori informazioni sulla Società produttrice possono ricavarsi dal sito ufficiale <http://midasuser.com/>

---

## 7. Criteri adottati per l'analisi sismica

La verifica alle azioni sismiche è stata condotta con il metodo dinamico per sovrapposizione modale.

E' stata messa in conto un'eccentricità sismica accidentale pari al 5% delle dimensioni in pianta dell'edificio.

Gli effetti delle azioni sismiche orizzontali e verticali sono valutati mediante analisi dinamica linearizzata e sovrapposizione dei contributi modali, utilizzando la tecnica degli spettri di risposta, con le modalità prescritte dalla normativa.

In aggiunta alle azioni sismiche legate ai modi naturali calcolati, sono stati inserite delle azioni sismiche di completamento modale. Il completamento modale introduce ulteriori modi di vibrazione che completano lo spettro già calcolato della sua parte complementare rispetto ai moti rigidi della struttura, e che raccolgono gli effetti dei modi a basso periodo trascurati dall'analisi modale. Il completamento modale svolge un ruolo particolarmente significativo nella valutazione degli effetti della componente verticale dell'accelerazione sismica che, tipicamente, tende ad eccitare prevalentemente i modi a basso periodo di vibrazione.

La formula di combinazione modale utilizzata è la nota CQC, in accordo con le normative vigenti.

Sono stati considerati i seguenti stati limite di verifica, per i quali la normativa fissa l'azione sismica con una data probabilità di superamento, in un periodo di riferimento dipendente dal tipo e dalla classe d'uso della costruzione:

- SLO: S.l. di Operatività sismica (probabilità di superamento 81%)
- SLD: S.l. di Danno sismico (probabilità di superamento 63%)
- SLV: S.l. di Salvaguardia della vita ovvero Ultimo sismico (probabilità di superamento 10%)
- SLC: S.l. di Collasso sismico (probabilità di superamento 5%)

Per ciascuno degli stati limite indicati sono stati valutati i periodi di ritorno dell'azione sismica, tenendo conto della probabilità di superamento prescritta dalla norma e ricavando il periodo di riferimento per l'azione sismica in base al tipo di costruzione e alla classe d'uso.

In funzione dei periodi di ritorno e delle coordinate geografiche del sito, si valutano infine i parametri di pericolosità sismica per gli stati limite di interesse, estrapolando i valori dalle tabelle allegate alla normativa.

Coordinate sito:

Longitudine: 7.57657

Latitudine: 45.24675

Vita nominale (2.4.1)

Le azioni sismiche sono valutate in relazione al periodo di riferimento VR così definite:

$$VR = VN \times CU \quad (2.4.1).$$

dove VN indica la Vita Nominale i cui valori sono indicati nella Tab. 2.4.I.

Per la struttura in esame viene assunto  $VN = 50$

Classe d'uso (2.4.2)

In base alla funzione della struttura, ai sensi del punto (2.4.2) la struttura in esame risulta viene assunta in Classe II.

Periodo di riferimento per l'azione sismica (2.4.3)

In funzione della Classe d'uso la tabella seguente indica il valore CU da prendere in considerazione.

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d'uso CU

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE CU	0,7	1,0	1,5	2,0

Viene quindi assunto CU=1

Da quanto sopra risulta:

**VR = VN × CU** cioè = 50 anni.

In base a quanto indicato in Allegato A) - NTC 08 si calcola il Periodo di ritorno con la formula:

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Noto  $T_R$  e la localizzazione geografica del sito tramite i valori di longitudine e latitudine, la figura seguente riporta i parametri sismici che saranno utilizzati per l'analisi della struttura.

Tali valori sono stati ricavati elaborando i dati forniti dal Reticolo di riferimento (Allegato B) partendo dai valori nei nodi prossimi al sito di costruzione.

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.059 g
$F_0$	2.742
$T_c^*$	0.272 s
$S_s$	1.800
$C_c$	2.397
$S_T$	1.000
$q$	1.064

#### Parametri dipendenti

$S$	1.800
$\eta$	0.940
$T_B$	0.217 s
$T_c$	0.652 s
$T_D$	1.835 s

dove:

$a_g$  : accelerazione orizzontale massima del terreno;

$F_0$  : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro;

$T_c^*$  : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione;

$P_{VR}$  : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR.

### Categoria del sottosuolo e topografica (3.2.2)

#### Categoria di sottosuolo

Si adotta una categoria di sottosuolo di riferimento pari a D.

Condizione topografica

Il sito in cui sarà realizzata la strutture è classificabile come T1.

### Metodi di analisi e criteri di verifica (7.3)

La struttura in esame si può considerare di tipo dissipativo e per l'analisi sismica si adotterà il metodo dell'analisi lineare Dinamica.

### Analisi del fattore di struttura $q$

Il fattore di struttura  $q$  da utilizzare per il calcolo dello spettro di progetto per lo stato limite ultimo, è definito come:

$$q = q_0 KR$$

dove:

$q_0$  valore massimo del fattore di struttura;

$KR$  è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità dell'edificio che viene assunto pari a 1 essendo la struttura calcolata come Regolare in altezza.

### Calcolo del fattore $q_0$

Tipologia strutturale (7.4.3.2)

La struttura è calcolata come "Non Dissipativa"

E' prudenzialmente adottato un  $q_0 = 2$ . Ne deriva per cui

$$q_{ND} = 2^{2/3} = 1.33$$

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

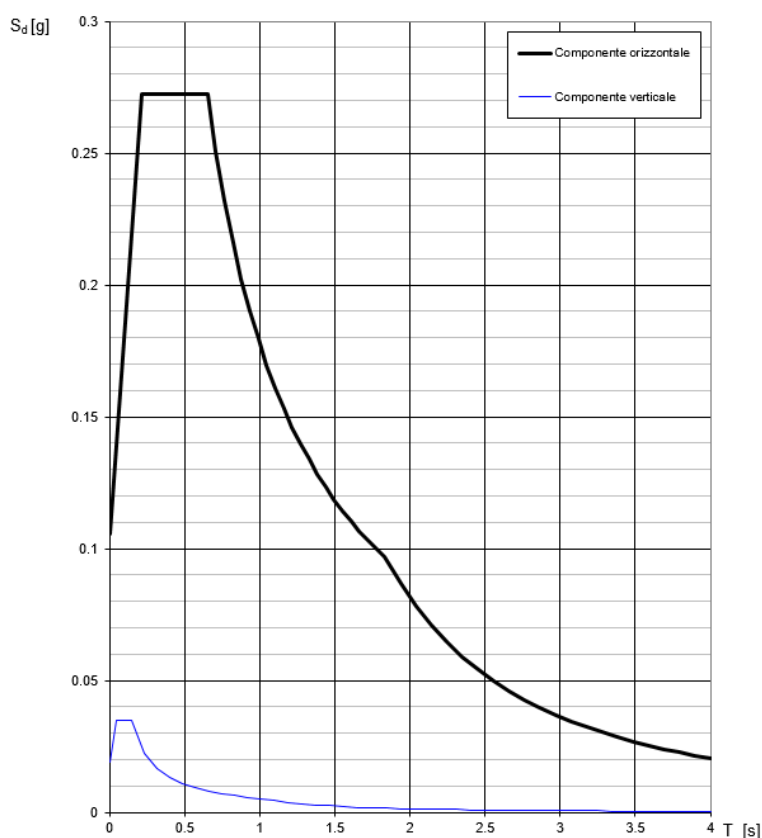


Figura 5 - Spettro di riferimento SLV

---

## 8. Modalità di progetto e verifica

Il progetto e la verifica degli elementi strutturali sono stati condotti col metodo degli stati limite in accordo con le norme tecniche e le modalità operative specificate nel citato D.M. del 17/01/2018, applicati in maniera unitaria ed integrale all'intero organismo strutturale.

Sono state considerate le combinazioni di azioni corrispondenti ai seguenti stati limite: quasi permanente, frequente, raro, ultimo non sismico, ultimo sismico e danno sismico.

Le verifiche delle sezioni sono condotte in campo elastico per gli stati limite di esercizio (verifiche tensionali e di fessurazione) e per le verifiche sismiche essendo la struttura calcolata come non dissipativa.

A tal fine è considerata nella verifica la deformazione limite pari all'  $1.75/1000$  per il calcestruzzo e  $1.86/1000$  per l'acciaio per c.a.

Per ogni stato limite considerato, si è eseguito l'involuppo delle azioni combinando le azioni base mediante fattori di combinazione assunti in valore minimo e in valore massimo, in accordo con le regole di combinazione prescritte dalla normativa. I fattori finali di combinazione per una particolare azione si ottengono come prodotto fra un fattore parziale  $\Psi$  dipendente dal tipo di azione e un fattore parziale  $\Gamma$  dipendente sia dall'azione che dalla combinazione di carico.

---

## 9. Analisi dei carichi

Di seguito è riportata l'analisi dei carichi dei solai costituenti l'edificio.

I livelli del fabbricato sono i seguenti.

### **Permanenti strutturali:**

I permanenti strutturali sono valutati partendo dalle geometrie delle sezioni in funzione della densità del materiale.

La densità del calcestruzzo armato è posta pari a 2500 kg/mc.

#### **Solette loculi**

$$G_{1,1} = 2500 \text{ kg/mc} \cdot 0.1 \text{ m} = 250 \text{ kg/mq}$$

#### **Solette copertura**

$$G_{1,2} = 2500 \text{ kg/mc} \cdot 0.15 \text{ m} = 375 \text{ kg/mq}$$

### **Permanenti non strutturali:**

#### **Solette loculi**

$$G_{2,1} = 2000 \text{ kg/mc} \cdot 0.025 \text{ m} = 50 \text{ kg/mq}$$

#### **Solette copertura**

$$G_{2,2} = 150 \text{ kg/mq}$$

#### **Tramezzi di separazione loculi**

$$G_{2,3} = 1000 \text{ kg/mc} \cdot 0.7 \text{ m} \cdot 0.1 \text{ m} = 70 \text{ kg/m}$$

#### **Lastra chiusura loculi in pietra**

E' applicato un carico lineare sul bordo della soletta pari a:

$$G_{2,4} = 2700 \text{ kg/mc} \cdot 0.025 \text{ m} \cdot 0.7 \text{ m} \approx 50 \text{ kg/m}$$

#### **Solette intermedie (voltini)**

$$G_{2,5} = 2500 \text{ kg/mc} \cdot 0.20 \text{ m} = 500 \text{ kg/mq}$$

### **Sovraccarico variabile loculi**

E' posto un sovraccarico variabile di 250 kg/mq

### **Sovraccarico neve**

Carico neve caratteristico al suolo

$$q_{sk} = 1.39 \cdot (1 + (356/728)^2) = 1.72 \text{ kN/mq} \cdot 0.8 = 1.37 \text{ kN/mq} = 1.5 \text{ kN/mq} = 150 \text{ kg/mq}$$

---

## 10. Carichi applicati sul modello numerico

Di seguito è illustrato il calcolo dei carichi applicati al modello di calcolo a partire dai carichi del paragrafo precedente

### 10.1. Solette loculi

Le solette intermedie dei loculi non sono modellate nel modello in termini di rigidezza, ma sono applicati i carichi agenti sui muri laterali principali. L'interasse di calcolo è pari a 3 m

$$G_1 = 250 \text{ kg/mq} \cdot 3\text{m} = 750 \text{ kg/m}$$

$$G_{2,1} = 50 \text{ kg/mq} \cdot 3\text{m} = 150 \text{ kg/m}$$

$$G_{2,3} = 70 \text{ kg/m} \cdot 2 = 140 \text{ kg/m}$$

$$G_2 = 150 + 140 = 290 \text{ kg/m}$$

$$G_{2,4} = 50 \text{ kg/m} \cdot 3\text{m} = 150 \text{ kg, concentrato alle estremità del muro}$$

$$Q = 250 \text{ kg/mq} \cdot 3\text{m} = 750 \text{ kg/m}$$

### 10.2. Solette intermedie (voltini)

Il carico è ripartito a metà tra i travi di bordo al di sopra dei pilastri e sulla trave al di sopra dei loculi

$$G_{2,5} = 375 \text{ kg/mq} \cdot 2/2 = 375 \text{ kg/m}$$

### 10.3. Soletta copertura

$$G_1 = 375 \text{ kg/mq} \cdot 5/2 = 937.5 \text{ kg/m}$$

$$G_{2,c1} = 150 \text{ kg/mq} \cdot 5/2 = 375 \text{ kg/m}$$

$$G_{2,c2} (\text{lastra pietra copertura}) = 2700 \cdot 0.03 \cdot 0.4 = 35 \text{ kg/m}$$

$$G_2 = 410 \text{ kg/m}$$

$$N = 150 \text{ kg/mq} \cdot 5\text{m} \cdot \cos(16^\circ) / 2 = 360 \text{ kg/m}$$

### 10.4. Peso archi in c.a.

Nel modello è preso in considerazione come un carico concentrato sopra i pilastri ed i setti di competenza del tratto di arco in c.a. realizzato in opera che costituisce il motivo della facciata dei portici.

Tale carico è applicato come carico distribuito sui pilastri relativi.

$$A (\text{area frontale arco}) = 2.3 \text{ mq}$$

$$P = 2500 \text{ kg/mc} \cdot 2.3\text{mq} \cdot 0.4\text{m} = 2300 \text{ kg}$$

## 11. Combinazioni di carico

Sono adottati i coeff. di combinazione della Cat. C

Tab. 2.5.1 – 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

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:

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

### LIST OF LOAD COMBINATIONS

NUM	NAME	ACTIVE LOADCASE (FACTOR) +	TYPE	LOADCASE (FACTOR) +	LOADCASE (FACTOR)
1	SLU	Strength/Stress G1( 1.300) + N( 0.750)	Add	G2( 1.500) +	Q( 1.500)
2	SLU1	Strength/Stress G1( 1.300) + N( 1.500)	Add	G2( 1.500) +	Q( 1.050)
3	QP	Strength/Stress G1( 1.000) +	Add	G2( 1.000) +	Q( 0.600)
4	CAR	Strength/Stress G1( 1.000) + N( 0.500)	Add	G2( 1.000) +	Q( 1.000)
5	CAR1	Strength/Stress G1( 1.000) + N( 1.000)	Add	G2( 1.000) +	Q( 0.700)
6	FREQ	Strength/Stress G1( 1.000) +	Add	G2( 1.000) +	Q( 0.700)
7	FREQ1	Strength/Stress G1( 1.000) + N( 0.500)	Add	G2( 1.000) +	Q( 0.600)
8	ENV_SLU	Strength/Stress SLU( 1.000) +	Envelope	SLU1( 1.000)	
9	ENV_CAR	Strength/Stress CAR( 1.000) +	Envelope	CAR1( 1.000)	
10	ENV_FREQ	Strength/Stress FREQ( 1.000) +	Envelope	FREQ1( 1.000)	
11	S1	Strength/Stress G1( 1.000) + X( 1.000) +	Add	G2( 1.000) + Y( 0.300) +	Q( 0.600) X( 1.000)



+		Y( 0.300)			
12	S2	Strength/Stress	Add		
		G1( 1.000) +		G2( 1.000) +	Q( 0.600)
+		X( 1.000) +		Y( 0.300) +	X( 1.000)
+		Y(-0.300)			
13	S3	Strength/Stress	Add		
		G1( 1.000) +		G2( 1.000) +	Q( 0.600)
+		X( 1.000) +		Y( 0.300) +	X(-1.000)
+		Y( 0.300)			
14	S4	Strength/Stress	Add		
		G1( 1.000) +		G2( 1.000) +	Q( 0.600)
+		X( 1.000) +		Y( 0.300) +	X(-1.000)
+		Y(-0.300)			
15	S5	Strength/Stress	Add		
		G1( 1.000) +		G2( 1.000) +	Q( 0.600)
+		X(-1.000) +		Y( 0.300) +	X( 1.000)
+		Y( 0.300)			
16	S6	Strength/Stress	Add		
		G1( 1.000) +		G2( 1.000) +	Q( 0.600)
+		X(-1.000) +		Y( 0.300) +	X( 1.000)
+		Y(-0.300)			
17	S7	Strength/Stress	Add		
		G1( 1.000) +		G2( 1.000) +	Q( 0.600)
+		X(-1.000) +		Y( 0.300) +	X(-1.000)
+		Y( 0.300)			
18	S8	Strength/Stress	Add		
		G1( 1.000) +		G2( 1.000) +	Q( 0.600)
+		X(-1.000) +		Y( 0.300) +	X(-1.000)
+		Y(-0.300)			
19	S9	Strength/Stress	Add		
		G1( 1.000) +		G2( 1.000) +	Q( 0.600)
+		X( 1.000) +		Y(-0.300) +	X( 1.000)
+		Y( 0.300)			
20	S10	Strength/Stress	Add		
		G1( 1.000) +		G2( 1.000) +	Q( 0.600)
+		X( 1.000) +		Y(-0.300) +	X( 1.000)
+		Y(-0.300)			
21	S11	Strength/Stress	Add		
		G1( 1.000) +		G2( 1.000) +	Q( 0.600)
+		X( 1.000) +		Y(-0.300) +	X(-1.000)
+		Y( 0.300)			
22	S12	Strength/Stress	Add		
		G1( 1.000) +		G2( 1.000) +	Q( 0.600)
+		X( 1.000) +		Y(-0.300) +	X(-1.000)
+		Y(-0.300)			
23	S13	Strength/Stress	Add		
		G1( 1.000) +		G2( 1.000) +	Q( 0.600)
+		X(-1.000) +		Y(-0.300) +	X( 1.000)
+		Y( 0.300)			
24	S14	Strength/Stress	Add		
		G1( 1.000) +		G2( 1.000) +	Q( 0.600)
+		X(-1.000) +		Y(-0.300) +	X( 1.000)
+		Y(-0.300)			
25	S15	Strength/Stress	Add		
		G1( 1.000) +		G2( 1.000) +	Q( 0.600)
+		X(-1.000) +		Y(-0.300) +	X(-1.000)
+		Y( 0.300)			
26	S16	Strength/Stress	Add		
		G1( 1.000) +		G2( 1.000) +	Q( 0.600)
+		X(-1.000) +		Y(-0.300) +	X(-1.000)
+		Y(-0.300)			
27	S17	Strength/Stress	Add		

		G1( 1.000) +		G2( 1.000) +	Q( 0.600)
+		X( 0.300) +		Y( 1.000) +	X( 1.000)
+		Y( 0.300)			
28	S18	Strength/Stress	Add		
		G1( 1.000) +		G2( 1.000) +	Q( 0.600)
+		X( 0.300) +		Y( 1.000) +	X( 1.000)
+		Y(-0.300)			
29	S19	Strength/Stress	Add		
		G1( 1.000) +		G2( 1.000) +	Q( 0.600)
+		X( 0.300) +		Y( 1.000) +	X(-1.000)
+		Y( 0.300)			
30	S20	Strength/Stress	Add		
		G1( 1.000) +		G2( 1.000) +	Q( 0.600)
+		X( 0.300) +		Y( 1.000) +	X(-1.000)
+		Y(-0.300)			
31	S21	Strength/Stress	Add		
		G1( 1.000) +		G2( 1.000) +	Q( 0.600)
+		X( 0.300) +		Y(-1.000) +	X( 1.000)
+		Y( 0.300)			
32	S22	Strength/Stress	Add		
		G1( 1.000) +		G2( 1.000) +	Q( 0.600)
+		X( 0.300) +		Y(-1.000) +	X( 1.000)
+		Y(-0.300)			
33	S23	Strength/Stress	Add		
		G1( 1.000) +		G2( 1.000) +	Q( 0.600)
+		X( 0.300) +		Y(-1.000) +	X(-1.000)
+		Y( 0.300)			
34	S24	Strength/Stress	Add		
		G1( 1.000) +		G2( 1.000) +	Q( 0.600)
+		X( 0.300) +		Y(-1.000) +	X(-1.000)
+		Y(-0.300)			
35	S25	Strength/Stress	Add		
		G1( 1.000) +		G2( 1.000) +	Q( 0.600)
+		X(-0.300) +		Y( 1.000) +	X( 1.000)
+		Y( 0.300)			
36	S26	Strength/Stress	Add		
		G1( 1.000) +		G2( 1.000) +	Q( 0.600)
+		X(-0.300) +		Y( 1.000) +	X( 1.000)
+		Y(-0.300)			
37	S27	Strength/Stress	Add		
		G1( 1.000) +		G2( 1.000) +	Q( 0.600)
+		X(-0.300) +		Y( 1.000) +	X(-1.000)
+		Y( 0.300)			
38	S28	Strength/Stress	Add		
		G1( 1.000) +		G2( 1.000) +	Q( 0.600)
+		X(-0.300) +		Y( 1.000) +	X(-1.000)
+		Y(-0.300)			
39	S29	Strength/Stress	Add		
		G1( 1.000) +		G2( 1.000) +	Q( 0.600)
+		X(-0.300) +		Y(-1.000) +	X( 1.000)
+		Y( 0.300)			
40	S30	Strength/Stress	Add		
		G1( 1.000) +		G2( 1.000) +	Q( 0.600)
+		X(-0.300) +		Y(-1.000) +	X( 1.000)
+		Y(-0.300)			
41	S31	Strength/Stress	Add		
		G1( 1.000) +		G2( 1.000) +	Q( 0.600)
+		X(-0.300) +		Y(-1.000) +	X(-1.000)
+		Y( 0.300)			
42	S32	Strength/Stress	Add		
		G1( 1.000) +		G2( 1.000) +	Q( 0.600)
+		X(-0.300) +		Y(-1.000) +	X(-1.000)
+		Y(-0.300)			

---

43	ENV_SLV	Strength/Stress	Envelope		
		S1( 1.000) +		S2( 1.000) +	S3( 1.000)
+		S4( 1.000) +		S5( 1.000) +	S6( 1.000)
+		S7( 1.000) +		S8( 1.000) +	S9( 1.000)
+		S10( 1.000) +		S11( 1.000) +	S12( 1.000)
+		S13( 1.000) +		S14( 1.000) +	S15( 1.000)
+		S16( 1.000) +		S17( 1.000) +	S18( 1.000)
+		S19( 1.000) +		S20( 1.000) +	S21( 1.000)
+		S22( 1.000) +		S23( 1.000) +	S24( 1.000)
+		S25( 1.000) +		S26( 1.000) +	S27( 1.000)
+		S28( 1.000) +		S29( 1.000) +	S30( 1.000)
+		S31( 1.000) +		S32( 1.000)	
44	ENV_TOT	Strength/Stress	Envelope		
		SLU( 1.000) +		SLU1( 1.000) +	S1( 1.000)
+		S2( 1.000) +		S3( 1.000) +	S4( 1.000)
+		S5( 1.000) +		S6( 1.000) +	S7( 1.000)
+		S8( 1.000) +		S9( 1.000) +	S10( 1.000)
+		S11( 1.000) +		S12( 1.000) +	S13( 1.000)
+		S14( 1.000) +		S15( 1.000) +	S16( 1.000)
+		S17( 1.000) +		S18( 1.000) +	S19( 1.000)
+		S20( 1.000) +		S21( 1.000) +	S22( 1.000)
+		S23( 1.000) +		S24( 1.000) +	S25( 1.000)
+		S26( 1.000) +		S27( 1.000) +	S28( 1.000)
+		S29( 1.000) +		S30( 1.000) +	S31( 1.000)
+		S32( 1.000)			

---

## 12. Risultati analisi

Di seguito sono riportati i risultati dell'analisi dinamica della struttura:

Node	Mode	UX		UY		UZ		RX		RY		RZ	
EIGENVALUE ANALYSIS													
	Mode No	Frequency		Period		Tolerance							
		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)									
	1	30.1700	4.8017	0.2083	0.0000e+000								
	2	34.2852	5.4567	0.1833	0.0000e+000								
	3	40.8815	6.5065	0.1537	0.0000e+000								
	4	47.7755	7.6037	0.1315	0.0000e+000								
	5	63.9785	10.1825	0.0982	0.0000e+000								
	6	64.6428	10.2882	0.0972	0.0000e+000								
	7	86.6952	13.7980	0.0725	0.0000e+000								
	8	93.5432	14.8879	0.0672	0.0000e+000								
	9	158.3670	25.2049	0.0397	0.0000e+000								
	10	173.1876	27.5637	0.0363	0.0000e+000								
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT													
	Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
		MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
	1	39.8525	39.8525	3.1144	3.1144	0.0000	0.0000	2.0362	2.0362	35.2936	35.2936	20.9062	20.9062
	2	1.0700	40.9225	12.7517	15.8662	0.0000	0.0000	7.8793	9.9156	0.7283	36.0219	0.0197	20.9259
	3	5.8984	46.8209	28.5536	44.4198	0.0000	0.0000	32.7909	42.7065	4.4179	40.4397	2.3788	23.3047
	4	10.8253	57.6462	0.6796	45.0994	0.0000	0.0000	0.5142	43.2207	7.3067	47.7464	21.0348	44.3395
	5	1.5709	59.2171	2.7617	47.8611	0.0000	0.0000	0.0028	43.2236	0.4682	48.2146	4.1902	48.5297
	6	1.7463	60.9633	2.7844	50.6455	0.0000	0.0000	0.0645	43.2881	0.5383	48.7529	0.0002	48.5299
	7	11.9440	72.9074	6.2302	56.8757	0.0000	0.0000	0.2725	43.5605	0.0289	48.7818	30.9401	79.4700
	8	3.7071	76.6145	29.3983	86.2740	0.0000	0.0000	0.2221	43.7826	0.0007	48.7825	2.2973	81.7674
	9	21.7522	98.3668	1.3217	87.5957	0.0000	0.0000	1.7482	45.5307	35.5833	84.3658	4.1924	85.9598
	10	0.4785	98.8453	11.4242	99.0199	0.0000	0.0000	27.3190	72.8497	3.1884	87.5542	1.1675	87.1273

La massa partecipante dei modi considerati risulta maggiore dell'85%.

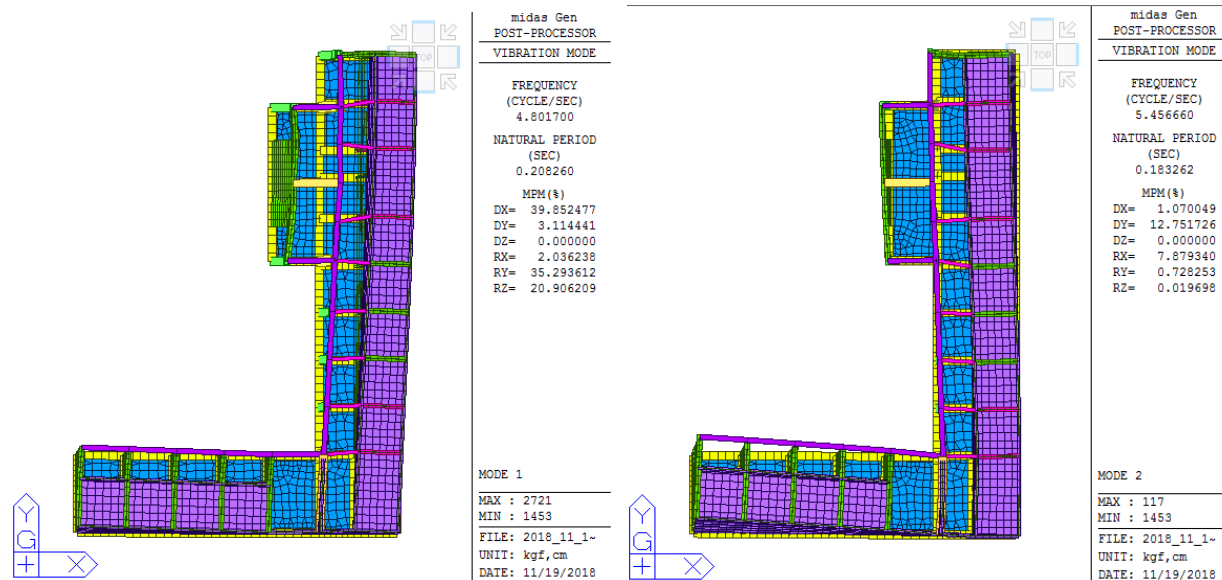


Figura 6 - Modi di vibrare n. 1-2

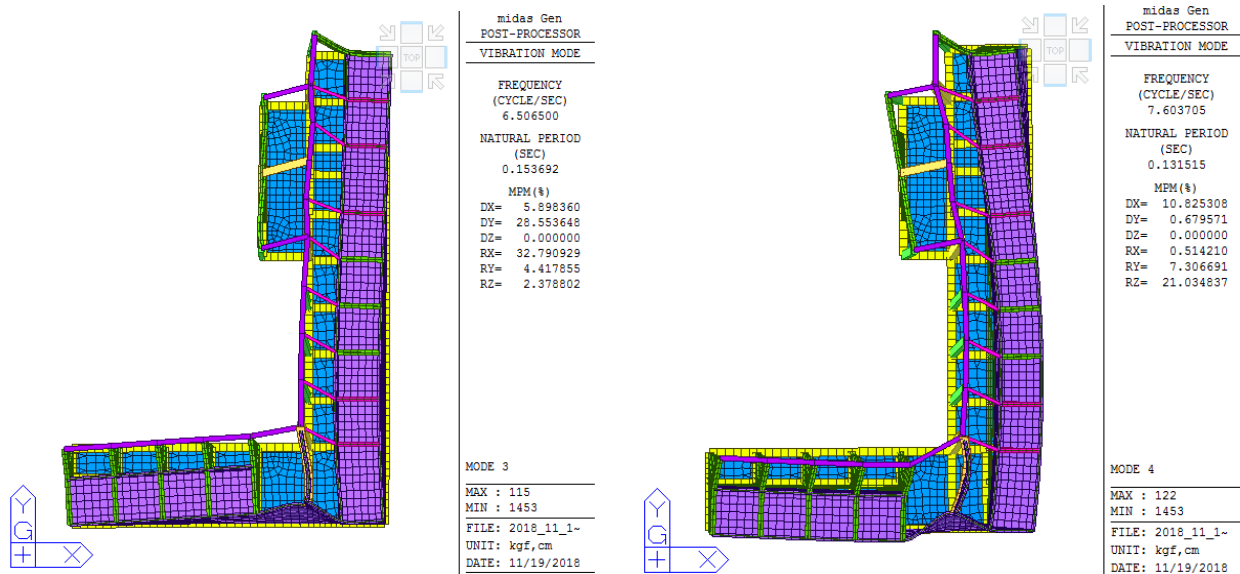


Figura 7 - Modi vibrare n. 3-4

SUMMATION OF REACTION FORCES PRINTOUT						
	Load	FX (kgf)	FY (kgf)	FZ (kgf)		
	G1	-0	-0	1002837		
	G2	-0	-0	141543		
	Q	-0	0	155550		
	N	-0	0	36478		
	X(RS)	169622	64637	0		
	Y(RS)	64098	162728	0		

Figura 8 - Reazioni vincolari per caso di carico

# 13. Verifiche SLU

## 13.1. Verifica travi portico

Di seguito è riportato l'involuppo delle sollecitazioni delle travi

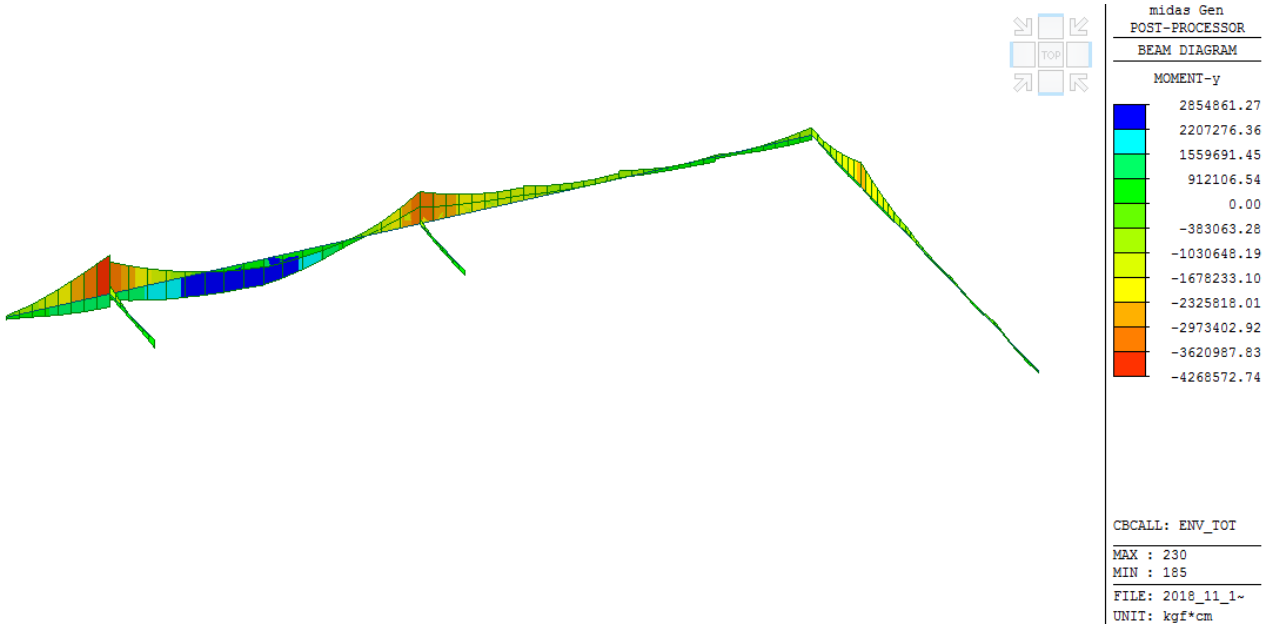


Figura 9 - Involuppo my SLU

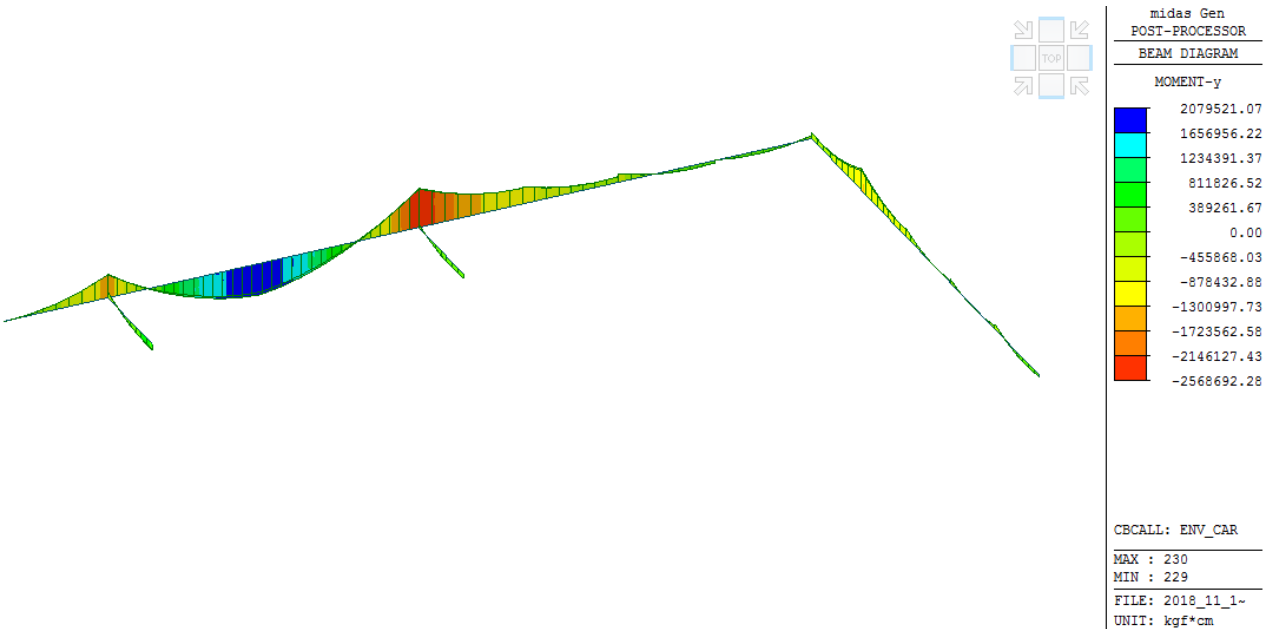


Figura 10 - Involuppo my SLE Caratt.

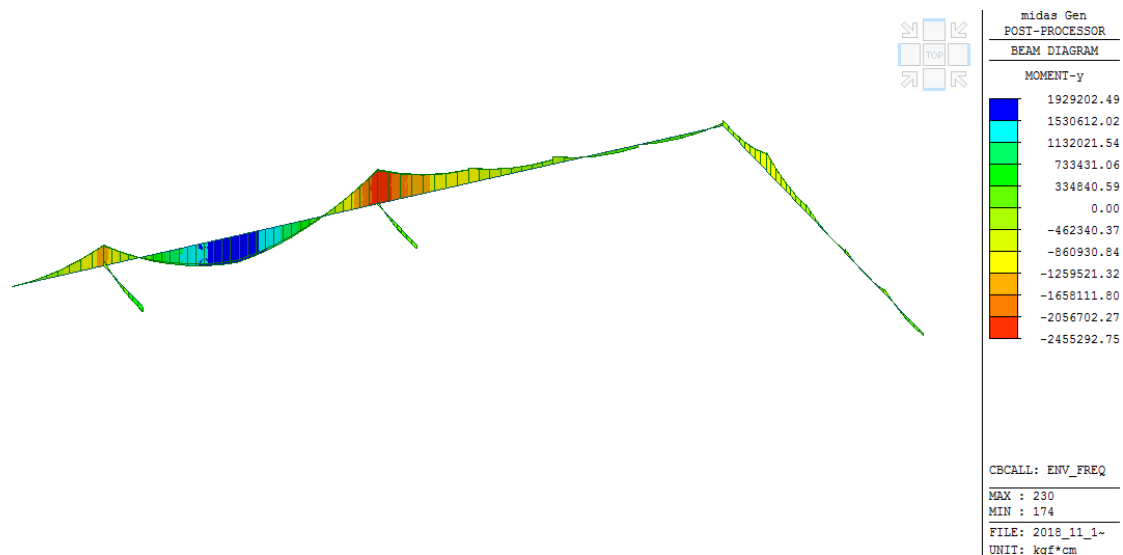


Figura 11 - Involuppo my SLE Freq.

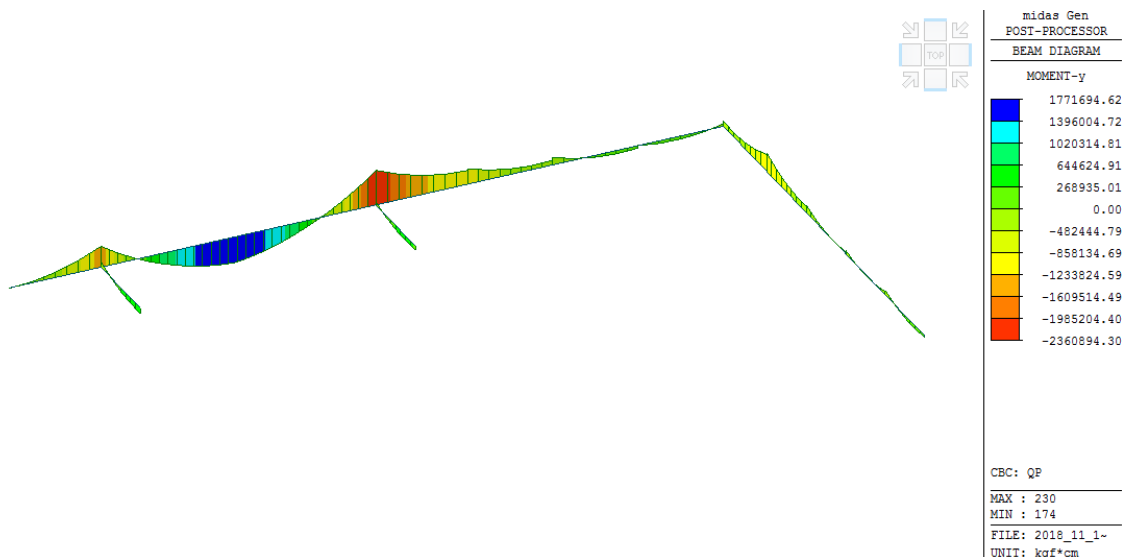


Figura 12 - Involuppo SLE Quasi perm.

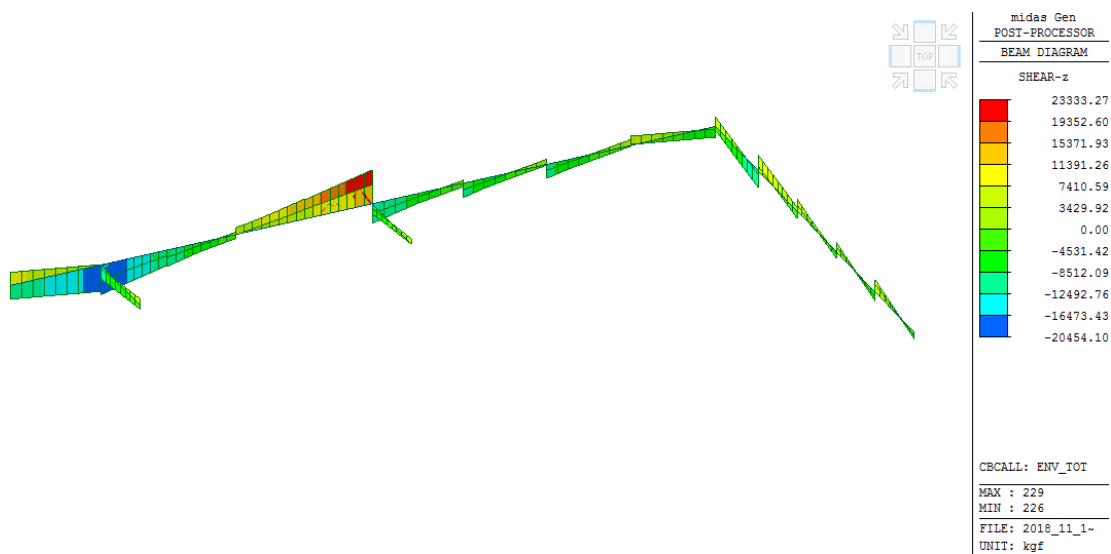


Figura 13 - Involuppo Vz SLU-SLV

Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.  
Unità di misura generiche: daN; cm; daN/cm; daN/cm<sup>2</sup>; d in mm; deformazioni\*1000.  
ferri : diametri in mm; aree in cm<sup>2</sup>.

Simboli:

Vert. = contorno\_vertice del CLS; d = diametro;  
S = Sigma (tensioni sui materiali);  
D = Deformazioni x 1000 (epsilon);  
Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 300. ; fck = 249. ; fcd = 141.1 (.35%)  
Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 4500. ; fyk = 4500. ; ftd = 3913.04 (6.75%)

SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.  
Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls: Acciaio lento:

vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm <sup>2</sup> ]
1- 1	-15.	0.	1	12.	127.	16.	2.0106
1- 2	-15.	130.	2	-12.	127.	16.	2.0106
1- 3	15.	130.	3	12.	3.	16.	2.0106
1- 4	15.	0.	4	4.	3.	20.	3.1416
			5	-4.	3.	20.	3.1416
			6	-12.	3.	16.	2.0106

SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 65. (baricentro CLS)  
Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.  
N. | N | Mz | My | Sol: ultima/agente = fs (>=1 OK)  
1 | 0. | 3553418. | 0. |

RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz \* y +muy \* z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	-.00001514687	0.	.00151240344

Deformazioni massime sui materiali:

Cls				Acciaio lento				
sol	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 2	-.4567	-57.1	si	3.	1.467	2933.9	si



## Verifica a taglio DM18

### Calcestruzzo

$$\begin{aligned}R_{ck} &= 300 \text{ kg/cm}^2 \\f_{ck} &= 249 \text{ kg/cm}^2 \\f_{ctk} &= 18.2 \text{ kg/cm}^2 \\\gamma_c &= 1.5 \\\alpha_{cc} &= 0.85\end{aligned}$$

### Acciaio

$$\begin{aligned}f_{yk} &= 4500 \text{ kg/cm}^2 \\\gamma_s &= 1.15 \\f_{yd} &= 3913 \text{ kg/cm}^2 \\f_{cd} &= 141 \text{ kg/cm}^2 \\f'_{cd} &= 71 \text{ kg/cm}^2 \\f_{ctd} &= 12.2 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

### Azioni agente

$$\begin{aligned}V_{Sd} &= 25000 \text{ kg} & N_{Sd+} &= 0 \text{ kg} \\N_{Sd} &= 0 \text{ kg} & N_{Sd-} &= 0 \text{ kg}\end{aligned}$$

### Dati sezione

$$\begin{aligned}b_w &= 30 \text{ cm} \\h &= 130 \text{ cm} \\c &= 4 \text{ cm} \quad \text{copriferro} \\d &= 126 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{cp} &= 0.0 \text{ kg/cm}^2 & \alpha_c &= 1.00 \\\sigma_{cp(+)} &= 0.0 \text{ kg/cm}^2 & \alpha_{c(+)} &= 1.00 \\\sigma_{cp(-)} &= 0.0 \text{ kg/cm}^2 & \alpha_{c(-)} &= 1.00\end{aligned}$$

### Armature disposte

$$\begin{aligned}\text{Staffe} \quad \theta &= 40^\circ \\&\alpha = 90^\circ\end{aligned}$$

$$\begin{array}{ccc}nb & \phi & A_{sw}\end{array}$$

$$\begin{array}{ccc}2 & 8 & 1.00\end{array}$$

$$0.00$$

$$A_{sw} = 1.00 \text{ cm}^2$$

$$s = 20 \text{ cm}$$

Capacità portante a taglio	$V_{Rd} = 26441 \text{ kg}$	VERIFICATO
----------------------------	-----------------------------	------------

#### a) Taglio compressione

$$V_{Rcd} = 118182 \text{ kg}$$

$$V_{Rcd(+)} = 118182 \text{ kg}$$

$$V_{Rcd(-)} = 118182 \text{ kg}$$

#### b) Crisi armatura di parete

$$V_{Rsd} = 26441 \text{ kg}$$

13.2. Verifica trave coprivio copertura

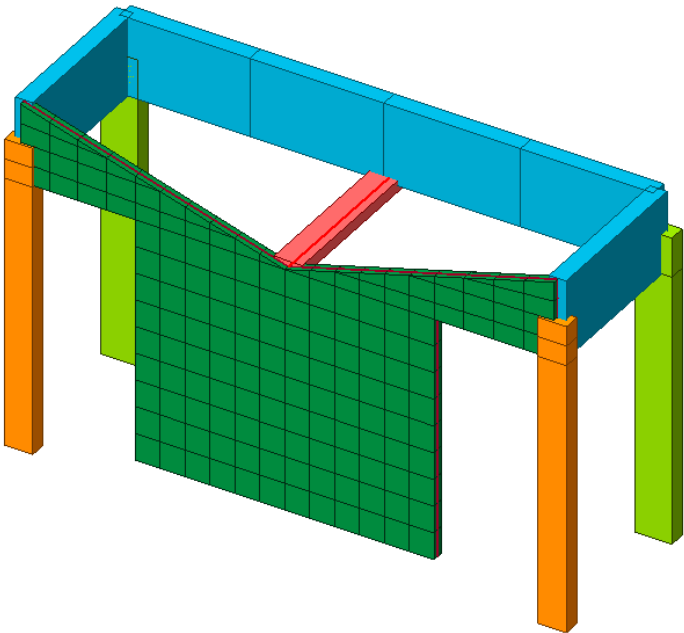


Figura 14 - Individuazione trave copertura

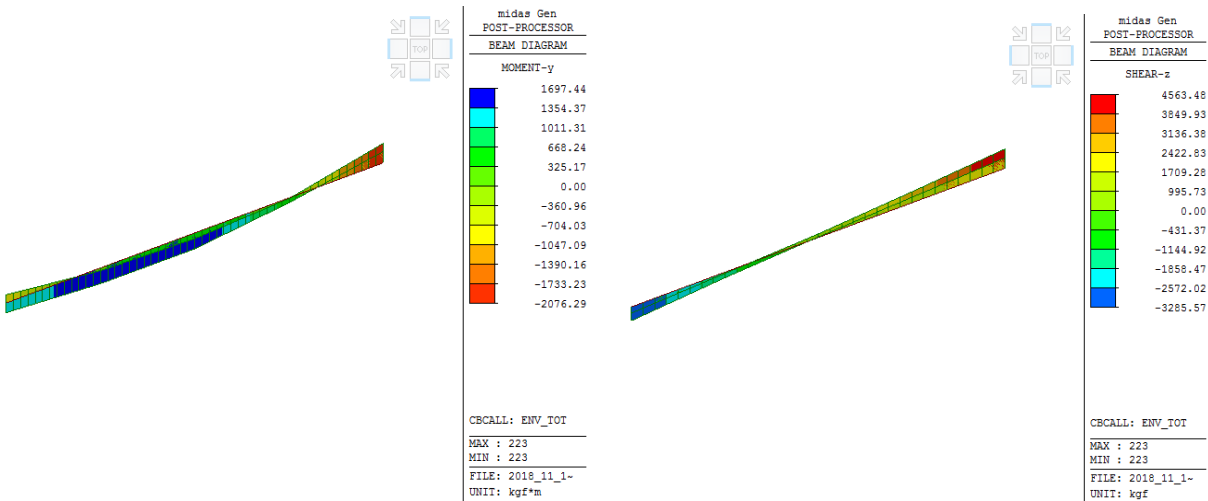
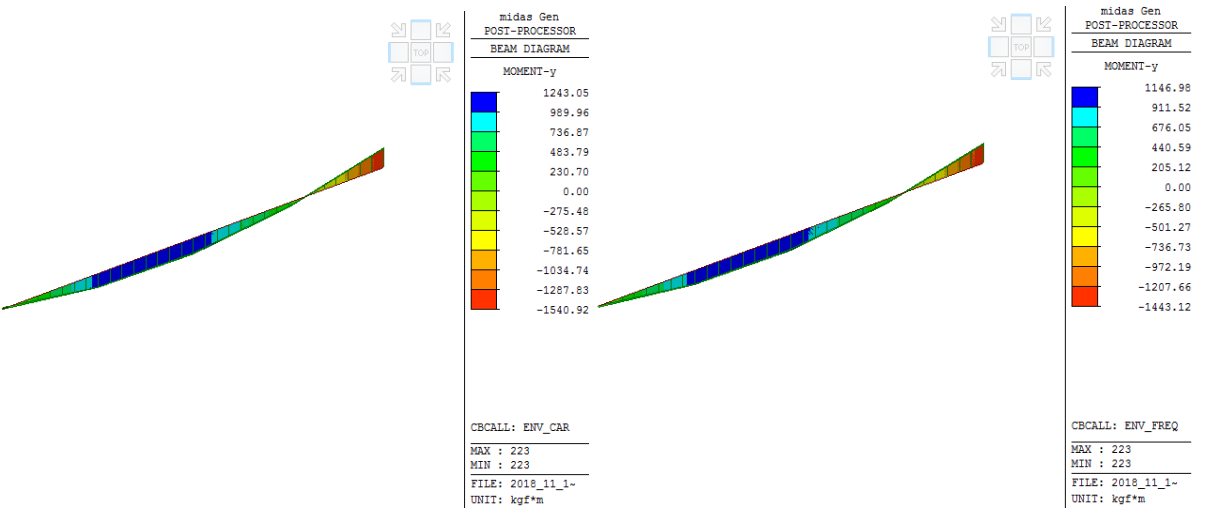


Figura 15 - Sollecitazioni agenti SLU-SLV



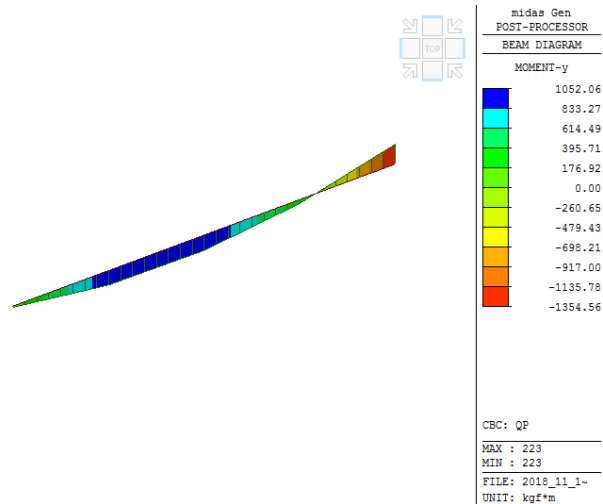
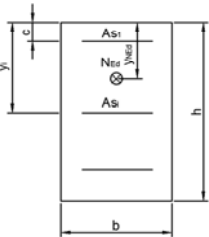


Figura 16 - Sollecitazioni SLE

VERIFICA SEZIONE RETTANGOLARE			SEZIONE	40x20
PRESSOFLESSIONE RETTA				
d.m. 17/01/2018				
Calcestruzzo				
FC	1	Fattore di confidenza cls (solo esistente)		
R <sub>ck</sub> =	300 kg/cm²	Resistenza cubica a compressione		
g <sub>c</sub> =	1.5	Coeff. sicurezza calcestruzzo		
a <sub>cc</sub> =	0.85	Fattore di durata carico		
f <sub>cd</sub> =	141 kg/cm²	Resistenza di progetto a compressione		
Acciaio				
FC	1	Fattore di confidenza acciaio (solo esistente)		
f <sub>yk</sub> =	4500 kg/cm²	Tensione di snervamento		
g <sub>s</sub> =	1.15	Coeff. sicurezza acciaio		
f <sub>yd</sub> =	3913 kg/cm²	Tensione di progetto		
Sezione				
b	40 cm	Base		
h	20 cm	Altezza		
c	4 cm	Copriferro da asse armatura a lembo compresso		
Armature				
Strato	y <sub>i</sub>	n <sub>b</sub>	f	A
	[cm]	[-]	[mm]	[cm²]
1	4.0	4	12	4.52
2	4.0			0.00
3				0.00
4				0.00
5	16.0			0.00
6	16.0	4	12	4.52



4.5

VERIFICA SLU			Asse neutro SLU		
N <sub>Ed,SLU</sub>	0 kg	Sforzo normale agente (+ compr.)	x <sub>SLU</sub>	3.95 cm	
y <sub>NEd</sub>	10 cm	Eccentricità sforzo normale			
M <sub>Ed,SLU</sub>	2100 kg m	Momento flettente agente			
M <sub>Rd</sub>	2548 kg m	M <sub>Ed</sub> /M <sub>Rd</sub> = 0.82 ≤ 1	VERIFICATO		
VERIFICA SLE			Asse neutro SLE		
M <sub>Ed,car</sub>	1550 kgm	n	6.68	x <sub>SLE,car</sub>	4.19 cm
M <sub>Ed,freq</sub>	1450 kgm	n	6.68	x <sub>SLE,freq</sub>	4.19 cm
M <sub>Ed,qp</sub>	1360 kgm	n	15.00	x <sub>SLE,qp</sub>	5.52 cm
Verifica tensioni in esercizio					
σ <sub>c,car</sub>	125.0 kg/cm²	σ <sub>c,lim</sub>	149.4 kg/cm²	VERIFICATO	
σ <sub>s,max,car</sub>	2353 kg/cm²	σ <sub>s,lim</sub>	3600 kg/cm²	VERIFICATO	
σ <sub>c,qp</sub>	76.1 kg/cm²	σ <sub>c,lim</sub>	112.1 kg/cm²	VERIFICATO	
σ <sub>s,max,qp</sub>	2171 kg/cm²	σ <sub>s,lim</sub>	3600 kg/cm²	VERIFICATO	
Verifica fessurazione					
M <sub>1</sub>	819 kgm	Momento prima fessurazione			
σ <sub>s,max,freq</sub>	2201 kg/cm²				
σ <sub>s,max,qp</sub>	2171 kg/cm²				
w <sub>freq</sub>	0.139 mm	w <sub>lim</sub> =	0.40 mm	VERIFICATO	
w <sub>qp</sub>	0.161 mm	w <sub>lim</sub> =	0.30 mm	VERIFICATO	

## Verifica a taglio DM18

### Calcestruzzo

$$\begin{aligned}R_{ck} &= 300 \text{ kg/cm}^2 \\f_{ck} &= 249 \text{ kg/cm}^2 \\f_{ctk} &= 18.2 \text{ kg/cm}^2 \\\gamma_c &= 1.5 \\\alpha_{cc} &= 0.85\end{aligned}$$

### Acciaio

$$\begin{aligned}f_{yk} &= 4500 \text{ kg/cm}^2 \\\gamma_s &= 1.15 \\f_{yd} &= 3913 \text{ kg/cm}^2 \\f_{cd} &= 141 \text{ kg/cm}^2 \\f'_{cd} &= 71 \text{ kg/cm}^2 \\f_{ctd} &= 12.2 \text{ kg/cm}^2\end{aligned}$$

### Azioni agente

$$\begin{aligned}V_{Sd} &= 5000 \text{ kg} & N_{Sd+} &= 0 \text{ kg} \\N_{Sd} &= 0 \text{ kg} & N_{Sd-} &= 0 \text{ kg}\end{aligned}$$

### Dati sezione

$$\begin{aligned}b_w &= 40 \text{ cm} \\h &= 20 \text{ cm} \\c &= 4 \text{ cm} \quad \text{copriferro} \\d &= 16 \text{ cm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{cp} &= 0.0 \text{ kg/cm}^2 & \alpha_c &= 1.00 \\\sigma_{cp(+)} &= 0.0 \text{ kg/cm}^2 & \alpha_{c(+)} &= 1.00 \\\sigma_{cp(-)} &= 0.0 \text{ kg/cm}^2 & \alpha_{c(-)} &= 1.00\end{aligned}$$

### Armature disposte

$$\begin{aligned}\text{Staffe} \quad \theta &= 45^\circ \\\alpha &= 90^\circ\end{aligned}$$

nb	$\phi$	$A_{sw}$
2	8	1.00
2	8	1.00

$$\begin{aligned}A_{sw} &= 2.00 \text{ cm}^2 \\s &= 20 \text{ cm}\end{aligned}$$

Capacità portante a taglio	$V_{Rd} = 5635 \text{ kg}$	VERIFICATO
----------------------------	----------------------------	------------

#### a) Taglio compressione

$$\begin{aligned}V_{Rcd} &= 20318 \text{ kg} \\V_{Rcd(+)} &= 20318 \text{ kg} \\V_{Rcd(-)} &= 20318 \text{ kg}\end{aligned}$$

#### b) Crisi armatura di parete

$$V_{Rsd} = 5635 \text{ kg}$$

### 13.3. Trave copertura triangolare

E' di seguito riportato il calcolo della trave triangolare generata dall'intersezione della falda della manica laterale con la trave del portico.

Di seguito sono riportati i carichi sulla sezione in c.a.

Il peso proprio della trave è variabile ed è pari a:

$$G1 = 2500 \text{ kg/mc} \cdot 0.4\text{m} = 1000 \text{ kg/mq}$$

$$G1, \text{tr} = 0.15\text{m} \cdot 0.2\text{m} \cdot 2500 \text{ kg/mc} = 75 \text{ kg/m}$$

$$G1, \text{a} = 1000 \cdot 0.3\text{m} + 75 = 375 \text{ kg/m}$$

$$G1, \text{b} = 1000 \cdot 1.6\text{m} + 75 = 1675 \text{ kg/m}$$

$$G1, \text{cop} = 937.5 \text{ kg/m}$$

$$G2, \text{cop} = 410 \text{ kg/m}$$

$$Q, \text{cop} = 360 \text{ kg/m}$$

Di seguito sono riportate le sollecitazioni allo SLU

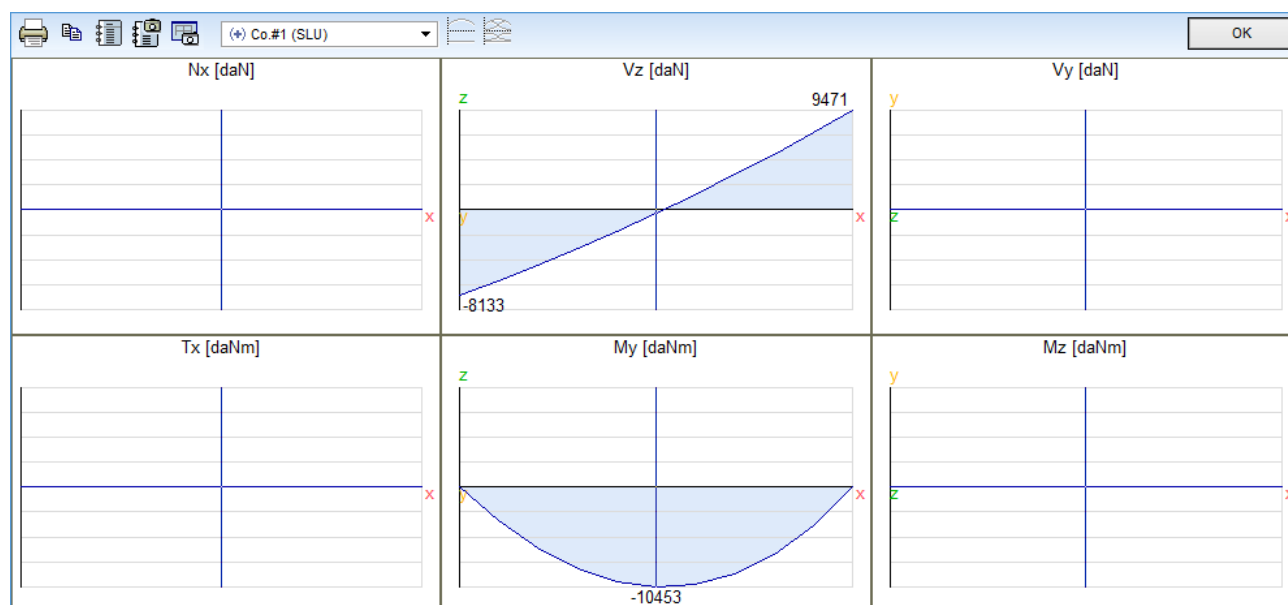


Figura 17 - Sollecitazioni SLU trave triangolare

**La sezione di verifica nella mezzeria presenta un'altezza pari a 90 cm. Di seguito ne è riportata la verifica a flessione**

Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.

Unità di misura generiche: daN; cm; daNm; daN/cm<sup>2</sup>; d in mm; deformazioni\*1000.  
ferri : diametri in mm; aree in cm<sup>2</sup>.

Simboli:

Vert. = contorno\_vertice del CLS; d = diametro;  
S = Sigma (tensioni sui materiali);  
D = Deformazioni x 1000 (epsilon);  
Ve = colonna che indica se la verifica è soddisfatta;

#### MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 300. ; fck = 249. ; fcd = 141.1 (.35%)

Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 4500. ; fyk = 4500. ; ftd = 3913.04 (6.75%)

#### SEZIONE

L'asse Z è rivolto verso destra, l'asse Y è rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: a L (4)

CLS: Acciaio lento:

vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm2]
1- 1	-15.	90.	1	-12.	3.	14.	1.5394
1- 2	15.	90.	2	2.7	3.	14.	1.5394
1- 3	15.	15.	3	17.3	3.	14.	1.5394
1- 4	35.	15.	4	32.	3.	14.	1.5394
1- 5	35.	0.	5	-12.	12.	14.	1.5394
1- 6	-15.	0.	6	2.7	12.	14.	1.5394
			7	17.3	12.	14.	1.5394
			8	32.	12.	14.	1.5394
			9	12.	87.	14.	1.5394
			10	-12.	87.	14.	1.5394

#### SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 2.5 ; y= 41.25 (baricentro CLS)  
 Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.  
 N. | N | Mz | My | Sol: ultima/agente = fs (>=1 OK)  
 1 | 0. | 1200000. | 0. |

#### RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz \* y +muy \* z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	-.00001285926	-.00001143715	.00086675671

Deformazioni massime sui materiali:

Cls				Acciaio lento			
sol	vert.	D cls	S cls  Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 2	-.4621	-57.7 si	1.	.9654	1930.8	si

### Verifica a taglio

La verifica a taglio è svolta nella sezione di minor altezza. E' considerata una sezione di 30x30 cm.

La trave è suddivisa in due campi di staffe. Nel primo campo fino a 150 cm a partire dal lato di altezza minore è armata con staffe  $\phi 8/10$ . Oltre i 150 cm dal lato di altezza minore è armata con  $\phi 8/20$

Verifica a taglio DM18							
<b>Calcestruzzo</b>			<b>Acciaio</b>				
$R_{ck} =$	300	kg/cm <sup>2</sup>	$f_{yk} =$	4500	kg/cm <sup>2</sup>		
$f_{ck} =$	249	kg/cm <sup>2</sup>	$\gamma_s =$	1.15			
$f_{ctk} =$	18.2	kg/cm <sup>2</sup>	$f_{yd} =$	3913	kg/cm <sup>2</sup>		
$\gamma_c =$	1.5		$f_{cd} =$	141	kg/cm <sup>2</sup>		
$\alpha_{cc} =$	0.85		$f_{cd} =$	71	kg/cm <sup>2</sup>		
			$f_{ctd} =$	12.2	kg/cm <sup>2</sup>		
<b>Azioni agente</b>							
$V_{Sd} =$	8200	kg	$N_{Sd+} =$	0	kg		
$N_{Sd} =$	0	kg	$N_{Sd-} =$	0	kg		
<b>Dati sezione</b>							
$b_w =$	30	cm					
$h =$	30	cm					
$c =$	4	cm	copriferro				
$d =$	26	cm					
$\sigma_{cp} =$	0.0	kg/cm <sup>2</sup>	$\alpha_c =$	1.00			
$\sigma_{cp(+)} =$	0.0	kg/cm <sup>2</sup>	$\alpha_{c(+)} =$	1.00			
$\sigma_{cp(-)} =$	0.0	kg/cm <sup>2</sup>	$\alpha_{c(-)} =$	1.00			
<b>Armature disposte</b>							
<b>Staffe</b>	$\theta =$	45 °	<b>Diag.</b>	$\theta =$	45 °		
	$\alpha =$	90 °					
nb	$\phi$	$A_{sw}$	nb	$\phi$	$A_{sw}$		
2	8	1.00	0	5	0.00		
0	0	0.00	0	10	0.00		
$A_{sw} =$		1.00 cm <sup>2</sup>	$A_{sp} =$		0.00 cm <sup>2</sup>		
$s =$		10 cm	$s =$		20 cm		
<b>Capacità portante a taglio</b>			$V_{Rd} =$	9156 kg	verificato		
<b>a) Taglio compressione</b>							
$V_{Rcd} =$	24763	kg					
$V_{Rcd(+)} =$	24763	kg					
$V_{Rcd(-)} =$	24763	kg					
<b>b) Crisi armatura di parete</b>							
$V_{Rsd} =$	9156	kg					

### 13.4. Verifica solette loculi sp. 10cm

Le solette sono calcolate come appoggiate su tre lati. E' considerata una luce massima pari a 3m.

Di seguito si riportano le sollecitazioni di calcolo

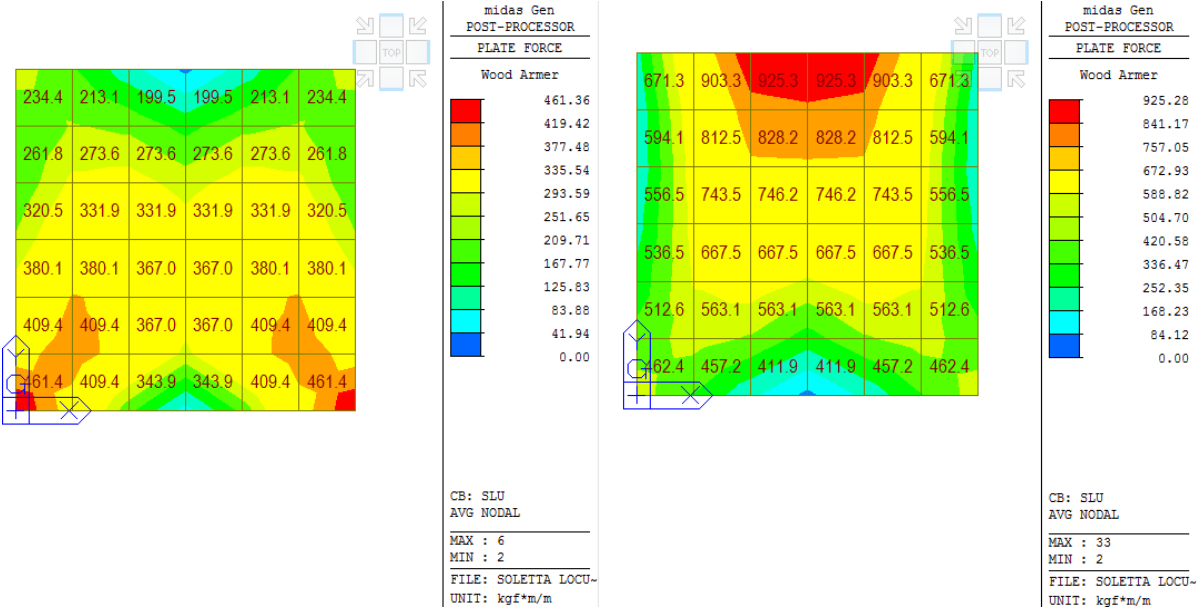


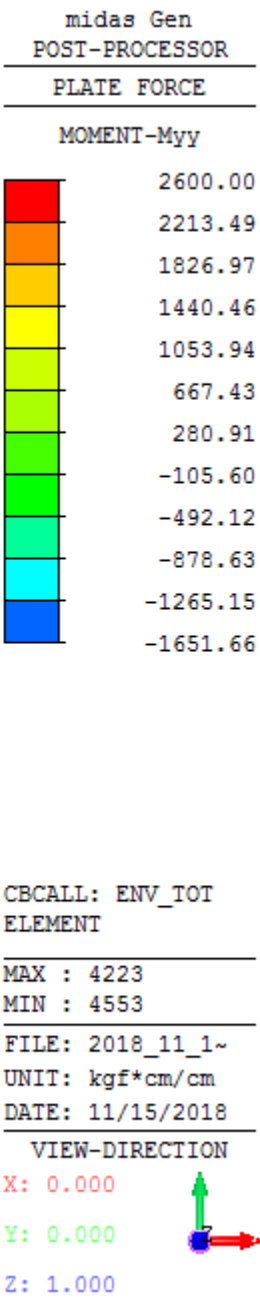
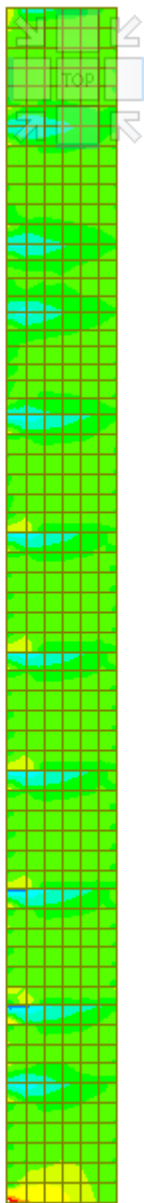
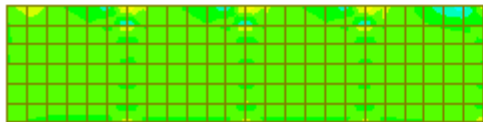
Figura 18 - Sollecitazioni agenti soletta loculi

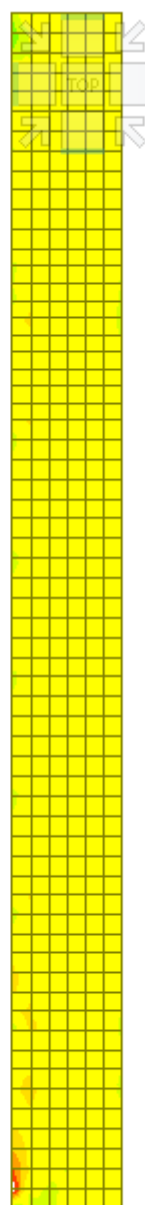
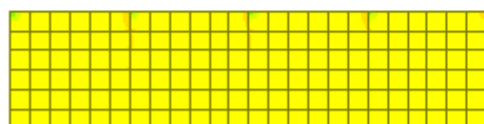
E' disposta una rete diametro 10mm passo 150x150mm. Di seguito sono riportate le verifiche.



VERIFICA SEZIONE RETTANGOLARE			SEZIONE		100x10
<b>PRESSOFLESSIONE RETTA</b>					
d.m. 17/01/2018					
<b>Calcestruzzo</b>					
FC	1	Fattore di confidenza cls (solo esistente)			
$R_{ck}$	300 kg/cm <sup>2</sup>	Resistenza cubica a compressione			
$g_c$	1.5	Coeff. sicurezza calcestruzzo			
$a_{cc}$	0.85	Fattore di durata carico			
$f_{cd}$	141 kg/cm <sup>2</sup>	Resistenza di progetto a compressione			
<b>Acciaio</b>					
FC	1	Fattore di confidenza acciaio (solo esistente)			
$f_{yk}$	4500 kg/cm <sup>2</sup>	Tensione di snervamento			
$g_s$	1.15	Coeff. sicurezza acciaio			
$f_{yd}$	3913 kg/cm <sup>2</sup>	Tensione di progetto			
<b>Sezione</b>					
b	100 cm	Base			
h	10 cm	Altezza			
c	4 cm	Copriferro da asse armatura a lembo compresso			
<b>Armature</b>					
<b>Strato</b>	<b><math>y_i</math></b>	<b><math>n_b</math></b>	<b>f</b>	<b>A</b>	
	[cm]	[-]	[mm]	[cm <sup>2</sup> ]	
1	4.0			0.00	
2	4.0			0.00	
3				0.00	
4				0.00	
5	6.0			0.00	
6	6.0	6.7	10	5.23	
<b>VERIFICA SLU</b>					
$N_{Ed,SLU}$	0 kg	Sforzo normale agente (+ compr.)	Asse neutro SLU		
$y_{NEd}$	5 cm	Eccentricità sforzo normale	$x_{SLU}$ 1.79 cm		
$M_{Ed,SLU}$	925 kg m	Momento flettente agente			
$M_{Rd}$	1075 kg m	$M_{Ed}/M_{Rd} = 0.86 \leq 1$	<b>VERIFICATO</b>		
<b>VERIFICA SLE</b>					
$M_{Ed,car}$	672 kgm	Coeff. Omogenizzazione	Asse neutro SLE		
$M_{Ed,freq}$	595 kgm	n 6.68	$x_{SLE,car}$ 1.73 cm		
$M_{Ed,qp}$	570 kgm	n 6.68	$x_{SLE,freq}$ 1.73 cm		
		n 15.00	$x_{SLE,qp}$ 2.38 cm		
<b>Verifica tensioni in esercizio</b>					
$\sigma_{c,car}$	143.4 kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{c,lim}$	149.4 kg/cm <sup>2</sup>	<b>VERIFICATO</b>	
$\sigma_{s,max,car}$	2366 kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,lim}$	3600 kg/cm <sup>2</sup>	<b>VERIFICATO</b>	
$\sigma_{c,qp}$	91.9 kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{c,lim}$	112.1 kg/cm <sup>2</sup>	<b>VERIFICATO</b>	
$\sigma_{s,max,qp}$	2091 kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,lim}$	3600 kg/cm <sup>2</sup>	<b>VERIFICATO</b>	
<b>Verifica fessurazione</b>					
M1	512 kgm	Momento prima fessurazione			
$\sigma_{s,max,freq}$	2095 kg/cm <sup>2</sup>				
$\sigma_{s,max,qp}$	2091 kg/cm <sup>2</sup>				
$w_{freq}$	0.125 mm	$w_{lim} =$	0.40 mm	<b>VERIFICATO</b>	
$w_{qp}$	0.146 mm	$w_{lim} =$	0.30 mm	<b>VERIFICATO</b>	

13.5. Verifica solette intermedie sp. 20cm

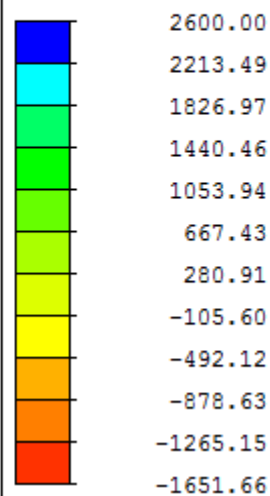




midas Gen  
POST-PROCESSOR

PLATE FORCE

MOMENT-Mxx



CBCALL: ENV\_TOT  
ELEMENT

MAX : 4059

MIN : 4223

FILE: 2018\_11\_1~

UNIT: kgf\*cm/cm

DATE: 11/15/2018

VIEW-DIRECTION

X: 0.000

Y: 0.000

Z: 1.000

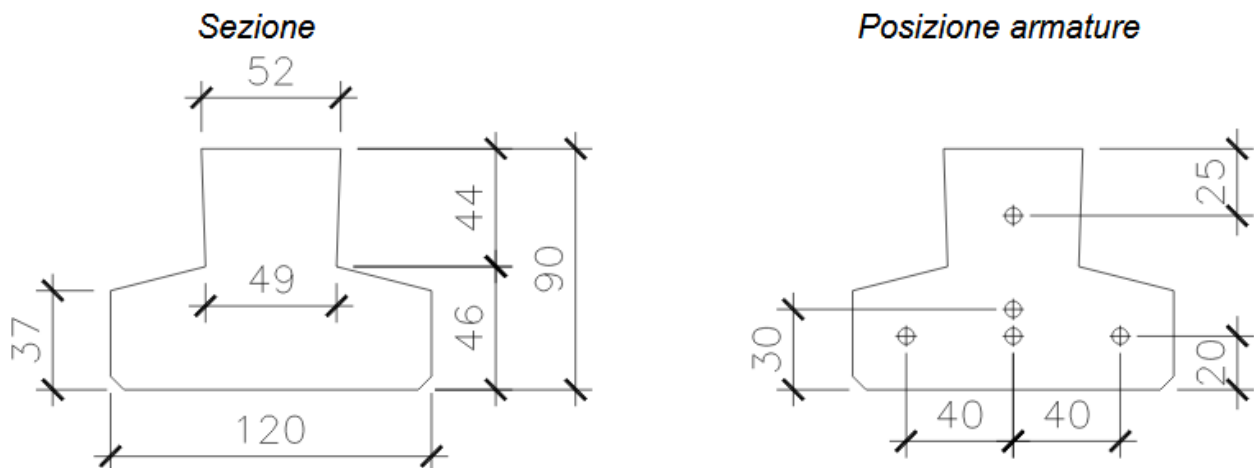


<b>VERIFICA SEZIONE RETTANGOLARE</b>				<b>SEZIONE</b> <b>100x20</b>	
<b>PRESSOFLESSIONE RETTA</b>					
d.m. 17/01/2018					
<b>Calcestruzzo</b>					
FC	1	Fattore di confidenza cls (solo esistente)			
$R_{ck} =$	300	kg/cm <sup>2</sup>	Resistenza cubica a compressione		
$g_c =$	1.5	Coeff. sicurezza calcestruzzo			
$a_{cc} =$	0.85	Fattore di durata carico			
$f_{cd} =$	141	kg/cm <sup>2</sup>	Resistenza di progetto a compressione		
<b>Acciaio</b>					
FC	1	Fattore di confidenza acciaio (solo esistente)			
$f_{yk} =$	4500	kg/cm <sup>2</sup>	Tensione di snervamento		
$g_s =$	1.15	Coeff. sicurezza acciaio			
$f_{yd} =$	3913	kg/cm <sup>2</sup>	Tensione di progetto		
<b>Sezione</b>					
b	100	cm	Base		
h	20	cm	Altezza		
c	4	cm	Copriferro da asse armatura a lembo compresso		
<b>Armature</b>					
Strato	$y_i$	$n_b$	f	A	
	[cm]	[-]	[mm]	[cm <sup>2</sup> ]	
1	4.0	5	10	3.92	
2	4.0			0.00	
3				0.00	
4				0.00	
5	16.0			0.00	
6	16.0	5	10	3.92	
<b>VERIFICA SLU</b>					
$N_{ed,SLU}$	0	kg	Sforzo normale agente (+ compr.)		$x_{SLU}$ 2.64 cm
$y_{NEd}$	10	cm	Eccentricità sforzo normale		
$M_{ed,SLU}$	2600	kg m	Momento flettente agente		
$M_{Rd}$	2716	kg m	$M_{ed}/M_{Rd} =$	0.96	$\leq 1$ <b>VERIFICATO</b>
<b>VERIFICA SLE</b>					
Coeff. Omogenizzazione			Asse neutro SLE		
$M_{ed,car}$	1200	kgm	n	6.68	$x_{SLE,car}$ 2.76 cm
$M_{ed,freq}$	1100	kgm	n	6.68	$x_{SLE,freq}$ 2.76 cm
$M_{ed,qp}$	1050	kgm	n	15.00	$x_{SLE,qp}$ 3.82 cm
<b>Verifica tensioni in esercizio</b>					
$\sigma_{c,car}$	62.0	kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{c,lim}$	149.4	kg/cm <sup>2</sup> <b>VERIFICATO</b>
$\sigma_{s,max,car}$	1988	kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,lim}$	3600	kg/cm <sup>2</sup> <b>VERIFICATO</b>
$\sigma_{c,qp}$	37.8	kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{c,lim}$	112.1	kg/cm <sup>2</sup> <b>VERIFICATO</b>
$\sigma_{s,max,qp}$	1810	kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{s,lim}$	3600	kg/cm <sup>2</sup> <b>VERIFICATO</b>
<b>Verifica fessurazione</b>					
M1	2046	kgm	Momento prima fessurazione		
$\sigma_{s,max,freq}$	1822	kg/cm <sup>2</sup>			
$\sigma_{s,max,qp}$	1810	kg/cm <sup>2</sup>			
$w_{freq}$	0.192	mm	$w_{lim} =$	0.40	mm <b>SEZ. NON FESSURATA</b>
$w_{qp}$	0.182	mm	$w_{lim} =$	0.30	mm <b>SEZ. NON FESSURATA</b>

### 13.6. Verifica copertura

La soletta di copertura è realizzata attraverso travetti prefabbricati. La scheda tipo dei travetti è riportata in seguito:

#### TRAVETTO 9x12



Caratteristiche del travetto 9x12 (valori riferiti al travetto)							
9x12		Tipo		T2	T4	T5	T6
Armatura di precompressione	treccie superiori			1 A8	1 A12	1 A12	1 A21
	Area	mm <sup>2</sup>		8	12	12	21
	treccie intermedie			-	-	1 A12	1 A12
	Area	mm <sup>2</sup>		-	-	12	12
	treccie inferiori			2 A12	2 A21	1 A12 - 2 A21	3 A21
	Area	mm <sup>2</sup>		24	42	54	64
Area ideale		A <sub>i</sub>	mm <sup>2</sup>	7590	7724	7868	7979
Dist. baricentro lembo sup.		y <sub>s</sub>	mm	54	54	54	54
Momento d'inerzia		J	mm <sup>4</sup>	4601226	4649274	4669190	4730344
Tensioni di precompressione a caduta esaurite	lembo superiore	σ <sub>tps</sub>	N/mm <sup>2</sup>	-2.76	-3.73	-3.65	-7.31
	lembo inferiore	σ <sub>tci</sub>	N/mm <sup>2</sup>	-5.99	-10.55	-15.07	-15.96

Lo schema di armatura considerato è il T4

E' riportato di seguito il calcolo in prima fase con il travetto poggiante su tre appoggi considerando come carico agente il peso del getto in c.a. e di un operatore (100 kg).

Sono applicati i seguenti carichi:

$G1 = 375 \text{ kg/mq} \cdot 0.12\text{m} = 45 \text{ kg/m}$  (peso proprio travetto e getto)

$Q = 100 \text{ kg}$  in mezzeria campata luce maggiore

Si hanno i seguenti momenti:

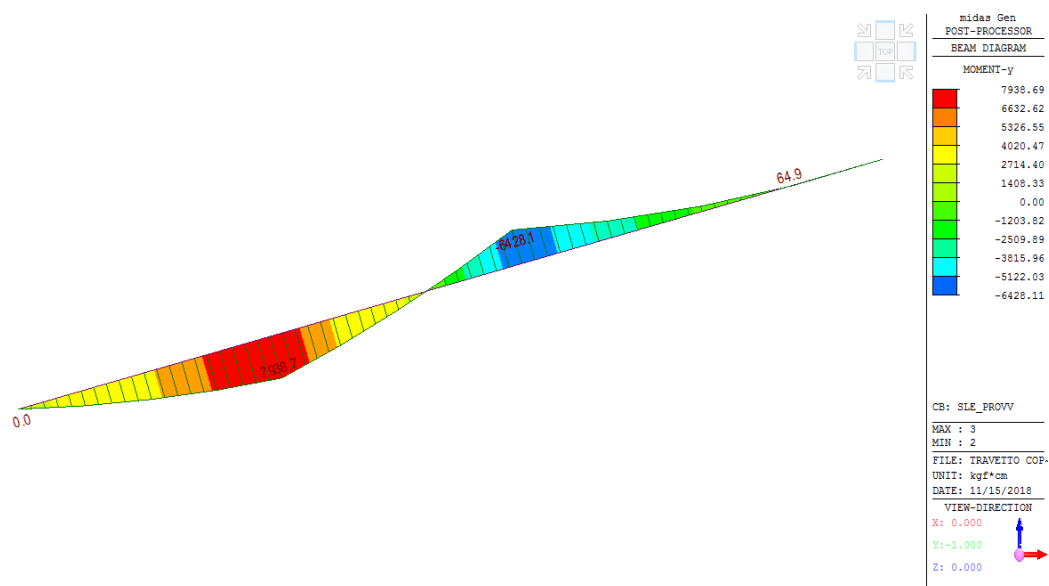
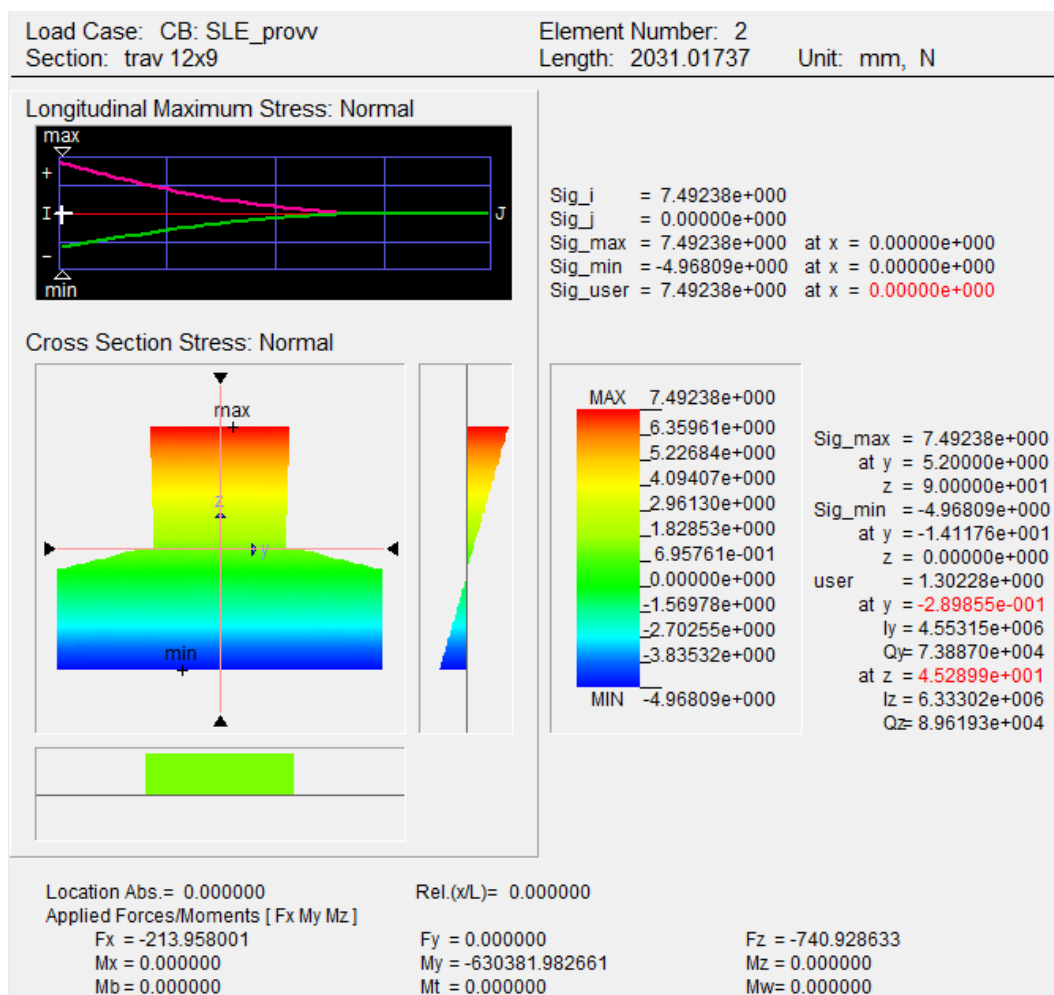


Figura 19 - Momenti agenti prima fase



Schema	T4		
[N/mmq]	precompr	SLE_1a Fase	Totale
$\sigma_{sup}$	-3.73	7.49	3.76
$\sigma_{inf}$	-10.55	-4.96	-15.51

< 3.83 Mpa  
< -27.39 Mpa

Le sollecitazioni di servizio sono riportate in seguito.

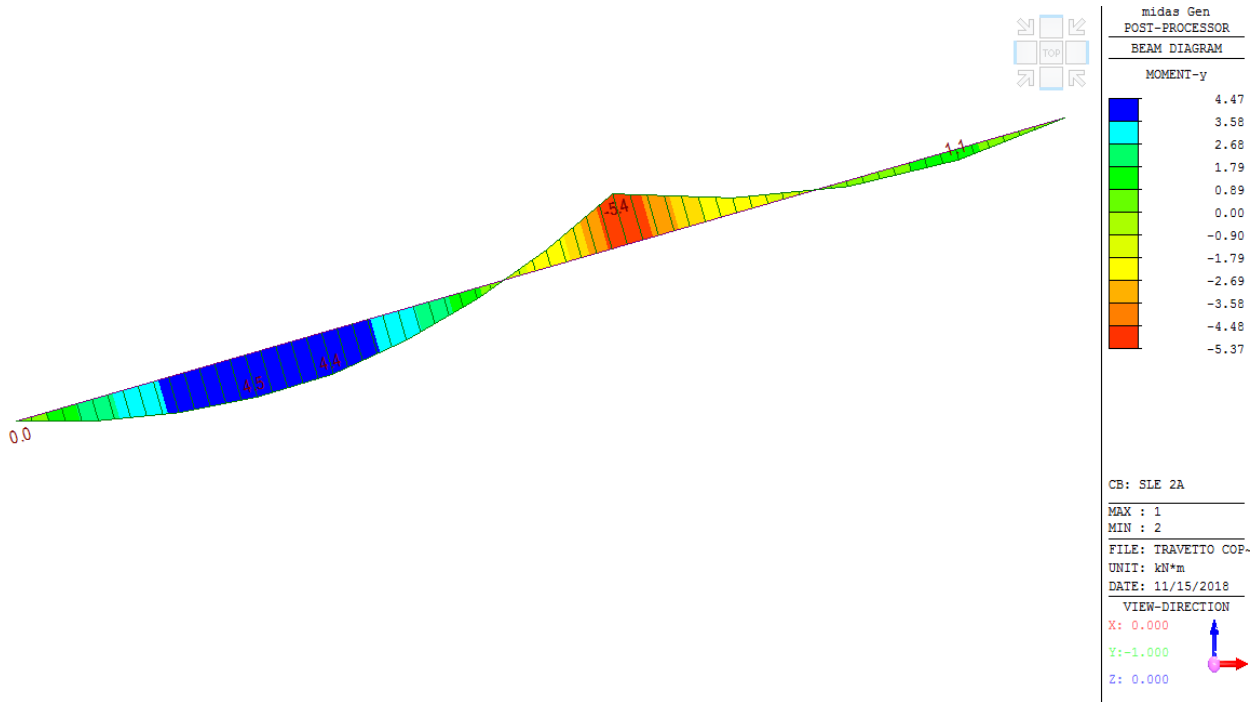


Figura 20 - Momento agente 2a fase (striscia 1m)

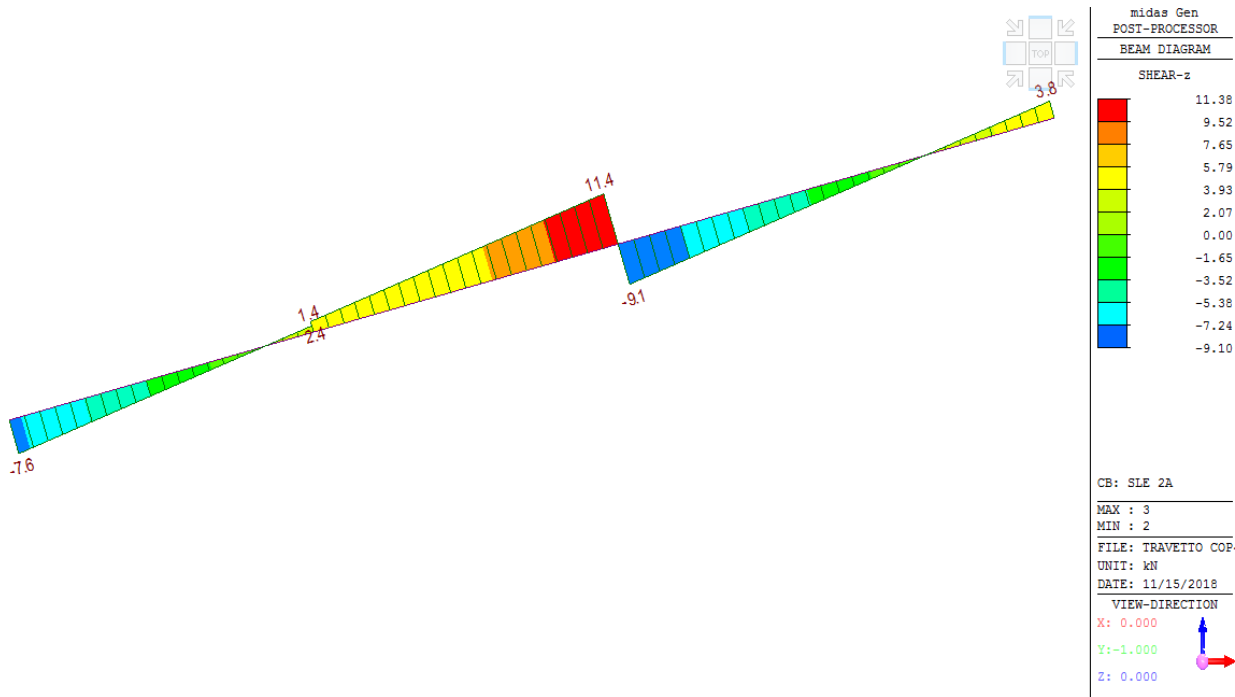


Figura 21 - Taglio agente seconda fase (striscia 1m)

## Solettone a travetti precompressi TRAVE-CAP® 9x12 accostati

Altezza solaio	Congl. per getto	Peso solaio in opera	Prestazioni di servizio riferite alla striscia di solaio larga 1 metro					Caratteristiche meccaniche sezione parzializzata	
			R' <sub>ck</sub> = 30 N/mm <sup>2</sup> R' <sub>ckp</sub> = 55 N/mm <sup>2</sup> Acciaio da prec. f <sub>yk</sub> = 1670 N/mm <sup>2</sup>						
cm	l/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	Momenti massimi di servizio (kNm)				Taglio	Dist. asse neutro lembo sup.	Momento d'inerzia
Armatura tipo			T2	T4	T5	T6	kN	cm	cm <sup>4</sup>
15	90	3.75	25.35	40.27	-	-	81.00	7.9	32491
20	140	5.00	40.40	65.50	70.65	-	108.00	10.3	74338
25	190	6.25	52.81	87.45	109.77	-	135.00	12.5	139732
30	240	7.50	65.65	109.39	152.80	157.07	162.00	14.4	230741
35	290	8.75	78.47	131.34	184.42	211.14	189.00	16.3	348901
40	340	10.00	91.27	151.83	216.05	259.16	216.00	17.9	495409
45	390	11.25	104.06	173.66	232.36	298.21	243.00	19.5	671232

Il momento di servizio positivo con lo schema T4 è pari a:

$$M_y = 40.27 \text{ kNm} > 4.47 \text{ kNm}$$

**VERIFICATO**

$$V = 81 \text{ kN} > 11.38 \text{ kNm}$$

**VERIFICATO**

Al di sopra dell'appoggio centrale è disposta un armatura integrativa costituita da 1φ14/40

$$A_s = 1.53 \cdot 2.5 = 3.82 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$MR_d = 3.82 \cdot 3913 \cdot 12 \cdot 0.9 = 1616 \text{ kgm} = 16.16 \text{ kNm} > 5.4 \text{ kNm}$$

**VERIFICATO**



## 13.7. Verifica pilastri

Di seguito sono riportate le armature dei pilastri 50x30 e 65x40

### PILASTRO 50x30

Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.

Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm<sup>2</sup>; d in mm; deformazioni\*1000.

ferri : diametri in mm; aree in cm<sup>2</sup>.

Simboli:

Vert. = contorno\_vertice del CLS; d = diametro;  
S = Sigma (tensioni sui materiali);  
D = Deformazioni x 1000 (epsilon);  
Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

#### MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 300. ; fck = 249. ; fcd = 141.1 (.35%)

Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 4500. ; fyk = 4500. ; ftd = 3913.04 (6.75%)

#### SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls: Acciaio lento:

vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm <sup>2</sup> ]
1- 1	-25.	0.	1	7.3	27.	16.	2.0106
1- 2	-25.	30.	2	-7.3	27.	16.	2.0106
1- 3	25.	30.	3	7.3	3.	16.	2.0106
1- 4	25.	0.	4	-7.3	3.	16.	2.0106
			5	22.	3.	16.	2.0106
			6	22.	15.	16.	2.0106
			7	22.	27.	16.	2.0106
			8	-22.	27.	16.	2.0106
			9	-22.	15.	16.	2.0106
			10	-22.	3.	16.	2.0106

#### SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 15. (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N. | N | Mz | My | Sol: ultima/agente = fs (>=1 OK)  
1 | 1462. | 600000. | 237574. |

#### RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz \* y +muy \* z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	-.00008057306	-.00001035746	.00172380281

Deformazioni massime sui materiali:

Cls				Acciaio lento			
sol	vert.	D cls	S cls  Ve	ferro	D ferri	S ferri  Ve	
1	1- 3	-.9523	-102.4 si	10.	1.7099	3419.9 si	

## PILASTRO 60x40

Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.

Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm<sup>2</sup>; d in mm; deformazioni\*1000.  
ferri : diametri in mm; aree in cm<sup>2</sup>.

Simboli:

Vert. = contorno\_vertice del CLS; d = diametro;  
S = Sigma (tensioni sui materiali);  
D = Deformazioni x 1000 (epsilon);  
Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

### MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 300. ; fck = 249. ; fcd = 141.1 (.35%)

Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 4500. ; fyk = 4500. ; ftd = 3913.04 (6.75%)

### SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:

Acciaio lento:

vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm <sup>2</sup> ]
1- 1	-32.5	0.	1	19.7	37.	20.	3.1416
1- 2	-32.5	40.	2	9.8	37.	16.	2.0106
1- 3	32.5	40.	3	0.	37.	16.	2.0106
1- 4	32.5	0.	4	-9.8	37.	16.	2.0106
			5	-19.7	37.	20.	3.1416
			6	19.7	3.	20.	3.1416
			7	9.8	3.	16.	2.0106
			8	0.	3.	16.	2.0106
			9	-9.8	3.	16.	2.0106
			10	-19.7	3.	20.	3.1416
			11	29.5	3.	20.	3.1416
			12	29.5	11.5	20.	3.1416
			13	29.5	20.	20.	3.1416
			14	29.5	28.5	20.	3.1416
			15	29.5	37.	20.	3.1416
			16	-29.5	3.	20.	3.1416
			17	-29.5	11.5	20.	3.1416
			18	-29.5	20.	20.	3.1416
			19	-29.5	28.5	20.	3.1416
			20	-29.5	37.	20.	3.1416

### SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 20. (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N. | N | Mz | My | Sol: ultima/agente = fs (>=1 OK)  
1 | 30361. | 1622687. | 1353212. |

### RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz \* y +muy \* z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	-.00005204519	-.00001444201	.00155398199

Deformazioni massime sui materiali:

Cls				Acciaio lento			
sol	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri
1	1- 3	-.9972	-105.6	si	16.	1.8239	3647.8

13.8. Verifica pareti

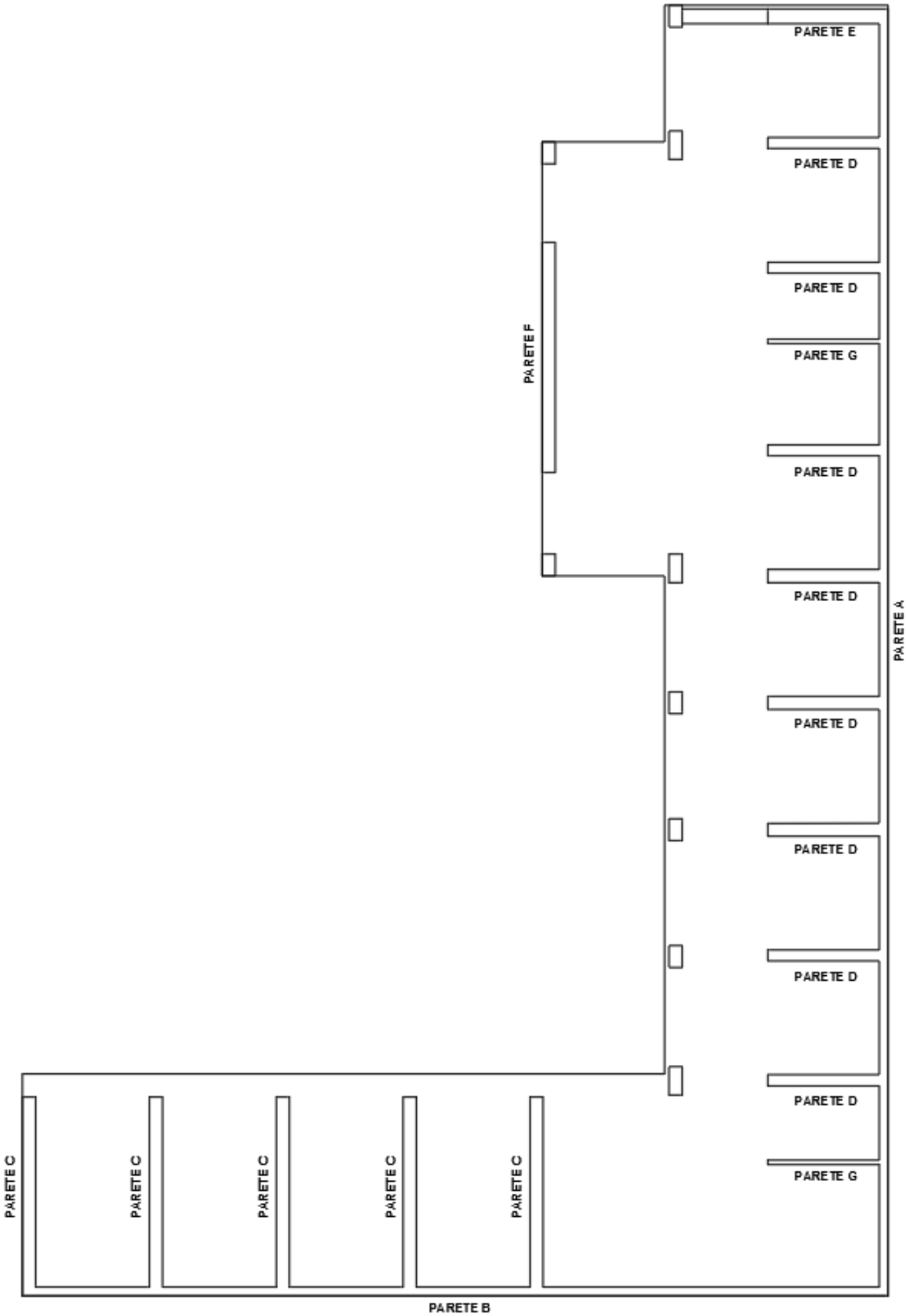


Figura 22 - Identificazione pareti

Di seguito sono riportate le sollecitazioni nel piano della parete nella sezione di base ottenute dal programma di calcolo:

PARETE	PARETE	COMB	Length (cm)	Fx (kgf)	My (kgf*cm)	Mz (kgf*cm)
A	PARETE A	S16	2.92E+03	-1.45E+05	-4.57E+07	5.15E+05
		S4	2915.67	1.15E+04	2.34E+07	1.76E+06
		S20	2915.67	-2.47E+04	1.65E+07	1.47E+06
B	PARETE B	S18	1953.21	-5.12E+04	2.81E+07	-1.73E+06
		SLU	1953.21	-1.22E+05	1.50E+07	-2.95E+06
		S1	1953.21	-5.86E+04	2.76E+07	-1.69E+06
C	PARETE C4	S20	4.73E+02	-6.76E+04	5.10E+06	1.14E+06
	PARETE C5	S20	4.73E+02	-2.96E+04	3.29E+06	1.57E+06
	PARETE C1	S32	4.73E+02	-6.96E+04	-4.90E+06	-2.98E+04
D	PARETE D3	S1	2.65E+02	-3.12E+04	6.96E+06	2.36E+05
	PARETE D8	S4	2.65E+02	-3.71E+04	4.51E+06	6.13E+05
	PARETE D3	S1	2.65E+02	-3.12E+04	6.96E+06	2.36E+05
DA	PARETE D6A	S3	2.65E+02	-3.04E+04	4.74E+06	5.61E+05
	PARETE D6A	S20	2.65E+02	-3.24E+04	3.79E+06	5.95E+05
	PARETE D4A	S16	2.65E+02	-4.25E+04	-3.90E+06	2.00E+05
E	PARETE E	S13	2.65E+02	-2.48E+04	-3.61E+06	4.73E+05
	PARETE E	S1	2.65E+02	-1.86E+04	1.13E+06	6.94E+05
	PARETE E	S4	2.65E+02	-1.52E+04	2.02E+06	3.98E+05
F	PARETE F	S32	5.26E+02	-2.98E+04	-4.82E+06	-2.29E+06
	PARETE F	S16	5.26E+02	-3.19E+04	-3.72E+06	-2.70E+06
	PARETE F	S32	5.26E+02	-2.98E+04	-4.82E+06	-2.29E+06
G	PARETE G1	S13	2.65E+02	-4.27E+04	-5.63E+06	1.14E+04
	PARETE G1	S17	2.65E+02	-3.03E+04	-1.53E+06	1.65E+05
	PARETE G1	S13	2.65E+02	-4.27E+04	-5.63E+06	1.14E+04

## VERIFICA A PRESSOFLESSIONE

### PARETE A

Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.

Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm<sup>2</sup>; d in mm; deformazioni\*1000.

ferri : diametri in mm; aree in cm<sup>2</sup>.

Simboli:

Vert. = contorno\_vertice del CLS; d = diametro;  
 S = Sigma (tensioni sui materiali);  
 D = Deformazioni x 1000 (epsilon);  
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

### MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 300. ; fck = 249. ; fcd = 141.1 (.35%)

Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 4500. ; fyk = 4500. ; ftd = 3913.04 (6.75%)

### SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:

Acciaio lento:

vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm <sup>2</sup> ]
1- 1	-1458.	0.	1	1454.5	17.	10.	.7854
1- 2	-1458.	20.	2	1433.6	17.	10.	.7854
1- 3	1457.5	20.	3	1412.6	17.	10.	.7854
1- 4	1457.5	0.	4	1391.7	17.	10.	.7854
			5	1370.8	17.	10.	.7854
			6	1349.9	17.	10.	.7854
			7	1328.9	17.	10.	.7854
			8	1308.	17.	10.	.7854
			9	1287.1	17.	10.	.7854
			10	1266.1	17.	10.	.7854

11	1245.2	17.	10.	.7854
12	1224.3	17.	10.	.7854
13	1203.4	17.	10.	.7854
14	1182.4	17.	10.	.7854
15	1161.5	17.	10.	.7854
16	1140.6	17.	10.	.7854
17	1119.7	17.	10.	.7854
18	1098.7	17.	10.	.7854
19	1077.8	17.	10.	.7854
20	1056.9	17.	10.	.7854
21	1035.9	17.	10.	.7854
22	1015.	17.	10.	.7854
23	994.1	17.	10.	.7854
24	973.2	17.	10.	.7854
25	952.2	17.	10.	.7854
26	931.3	17.	10.	.7854
27	910.4	17.	10.	.7854
28	889.4	17.	10.	.7854
29	868.5	17.	10.	.7854
30	847.6	17.	10.	.7854
31	826.7	17.	10.	.7854
32	805.7	17.	10.	.7854
33	784.8	17.	10.	.7854
34	763.9	17.	10.	.7854
35	742.9	17.	10.	.7854
36	722.	17.	10.	.7854
37	701.1	17.	10.	.7854
38	680.2	17.	10.	.7854
39	659.2	17.	10.	.7854
40	638.3	17.	10.	.7854
41	617.4	17.	10.	.7854
42	596.4	17.	10.	.7854
43	575.5	17.	10.	.7854
44	554.6	17.	10.	.7854
45	533.7	17.	10.	.7854
46	512.7	17.	10.	.7854
47	491.8	17.	10.	.7854
48	470.9	17.	10.	.7854
49	450.	17.	10.	.7854
50	429.	17.	10.	.7854
51	408.1	17.	10.	.7854
52	387.2	17.	10.	.7854
53	366.2	17.	10.	.7854
54	345.3	17.	10.	.7854
55	324.4	17.	10.	.7854
56	303.5	17.	10.	.7854
57	282.5	17.	10.	.7854
58	261.6	17.	10.	.7854
59	240.7	17.	10.	.7854
60	219.7	17.	10.	.7854
61	198.8	17.	10.	.7854
62	177.9	17.	10.	.7854
63	157.	17.	10.	.7854
64	136.	17.	10.	.7854
65	115.1	17.	10.	.7854
66	94.2	17.	10.	.7854
67	73.2	17.	10.	.7854
68	52.3	17.	10.	.7854
69	31.4	17.	10.	.7854
70	10.5	17.	10.	.7854
71	-10.5	17.	10.	.7854
72	-31.4	17.	10.	.7854
73	-52.3	17.	10.	.7854
74	-73.2	17.	10.	.7854
75	-94.2	17.	10.	.7854
76	-115.1	17.	10.	.7854
77	-136.	17.	10.	.7854
78	-157.	17.	10.	.7854
79	-177.9	17.	10.	.7854
80	-198.8	17.	10.	.7854
81	-219.7	17.	10.	.7854
82	-240.7	17.	10.	.7854
83	-261.6	17.	10.	.7854
84	-282.5	17.	10.	.7854
85	-303.5	17.	10.	.7854
86	-324.4	17.	10.	.7854
87	-345.3	17.	10.	.7854
88	-366.2	17.	10.	.7854

89	-387.2	17.	10.	.7854
90	-408.1	17.	10.	.7854
91	-429.	17.	10.	.7854
92	-450.	17.	10.	.7854
93	-470.9	17.	10.	.7854
94	-491.8	17.	10.	.7854
95	-512.7	17.	10.	.7854
96	-533.7	17.	10.	.7854
97	-554.6	17.	10.	.7854
98	-575.5	17.	10.	.7854
99	-596.4	17.	10.	.7854
100	-617.4	17.	10.	.7854
101	-638.3	17.	10.	.7854
102	-659.2	17.	10.	.7854
103	-680.2	17.	10.	.7854
104	-701.1	17.	10.	.7854
105	-722.	17.	10.	.7854
106	-742.9	17.	10.	.7854
107	-763.9	17.	10.	.7854
108	-784.8	17.	10.	.7854
109	-805.7	17.	10.	.7854
110	-826.7	17.	10.	.7854
111	-847.6	17.	10.	.7854
112	-868.5	17.	10.	.7854
113	-889.4	17.	10.	.7854
114	-910.4	17.	10.	.7854
115	-931.3	17.	10.	.7854
116	-952.2	17.	10.	.7854
117	-973.2	17.	10.	.7854
118	-994.1	17.	10.	.7854
119	-1015.	17.	10.	.7854
120	-1036.	17.	10.	.7854
121	-1057.	17.	10.	.7854
122	-1078.	17.	10.	.7854
123	-1099.	17.	10.	.7854
124	-1120.	17.	10.	.7854
125	-1141.	17.	10.	.7854
126	-1162.	17.	10.	.7854
127	-1182.	17.	10.	.7854
128	-1203.	17.	10.	.7854
129	-1224.	17.	10.	.7854
130	-1245.	17.	10.	.7854
131	-1266.	17.	10.	.7854
132	-1287.	17.	10.	.7854
133	-1308.	17.	10.	.7854
134	-1329.	17.	10.	.7854
135	-1350.	17.	10.	.7854
136	-1371.	17.	10.	.7854
137	-1392.	17.	10.	.7854
138	-1413.	17.	10.	.7854
139	-1434.	17.	10.	.7854
140	-1455.	17.	10.	.7854
141	1454.5	3.	10.	.7854
142	1433.6	3.	10.	.7854
143	1412.6	3.	10.	.7854
144	1391.7	3.	10.	.7854
145	1370.8	3.	10.	.7854
146	1349.9	3.	10.	.7854
147	1328.9	3.	10.	.7854
148	1308.	3.	10.	.7854
149	1287.1	3.	10.	.7854
150	1266.1	3.	10.	.7854
151	1245.2	3.	10.	.7854
152	1224.3	3.	10.	.7854
153	1203.4	3.	10.	.7854
154	1182.4	3.	10.	.7854
155	1161.5	3.	10.	.7854
156	1140.6	3.	10.	.7854
157	1119.7	3.	10.	.7854
158	1098.7	3.	10.	.7854
159	1077.8	3.	10.	.7854
160	1056.9	3.	10.	.7854
161	1035.9	3.	10.	.7854
162	1015.	3.	10.	.7854
163	994.1	3.	10.	.7854
164	973.2	3.	10.	.7854
165	952.2	3.	10.	.7854
166	931.3	3.	10.	.7854

167	910.4	3.	10.	.7854
168	889.4	3.	10.	.7854
169	868.5	3.	10.	.7854
170	847.6	3.	10.	.7854
171	826.7	3.	10.	.7854
172	805.7	3.	10.	.7854
173	784.8	3.	10.	.7854
174	763.9	3.	10.	.7854
175	742.9	3.	10.	.7854
176	722.	3.	10.	.7854
177	701.1	3.	10.	.7854
178	680.2	3.	10.	.7854
179	659.2	3.	10.	.7854
180	638.3	3.	10.	.7854
181	617.4	3.	10.	.7854
182	596.4	3.	10.	.7854
183	575.5	3.	10.	.7854
184	554.6	3.	10.	.7854
185	533.7	3.	10.	.7854
186	512.7	3.	10.	.7854
187	491.8	3.	10.	.7854
188	470.9	3.	10.	.7854
189	450.	3.	10.	.7854
190	429.	3.	10.	.7854
191	408.1	3.	10.	.7854
192	387.2	3.	10.	.7854
193	366.2	3.	10.	.7854
194	345.3	3.	10.	.7854
195	324.4	3.	10.	.7854
196	303.5	3.	10.	.7854
197	282.5	3.	10.	.7854
198	261.6	3.	10.	.7854
199	240.7	3.	10.	.7854
200	219.7	3.	10.	.7854
201	198.8	3.	10.	.7854
202	177.9	3.	10.	.7854
203	157.	3.	10.	.7854
204	136.	3.	10.	.7854
205	115.1	3.	10.	.7854
206	94.2	3.	10.	.7854
207	73.2	3.	10.	.7854
208	52.3	3.	10.	.7854
209	31.4	3.	10.	.7854
210	10.5	3.	10.	.7854
211	-10.5	3.	10.	.7854
212	-31.4	3.	10.	.7854
213	-52.3	3.	10.	.7854
214	-73.2	3.	10.	.7854
215	-94.2	3.	10.	.7854
216	-115.1	3.	10.	.7854
217	-136.	3.	10.	.7854
218	-157.	3.	10.	.7854
219	-177.9	3.	10.	.7854
220	-198.8	3.	10.	.7854
221	-219.7	3.	10.	.7854
222	-240.7	3.	10.	.7854
223	-261.6	3.	10.	.7854
224	-282.5	3.	10.	.7854
225	-303.5	3.	10.	.7854
226	-324.4	3.	10.	.7854
227	-345.3	3.	10.	.7854
228	-366.2	3.	10.	.7854
229	-387.2	3.	10.	.7854
230	-408.1	3.	10.	.7854
231	-429.	3.	10.	.7854
232	-450.	3.	10.	.7854
233	-470.9	3.	10.	.7854
234	-491.8	3.	10.	.7854
235	-512.7	3.	10.	.7854
236	-533.7	3.	10.	.7854
237	-554.6	3.	10.	.7854
238	-575.5	3.	10.	.7854
239	-596.4	3.	10.	.7854
240	-617.4	3.	10.	.7854
241	-638.3	3.	10.	.7854
242	-659.2	3.	10.	.7854
243	-680.2	3.	10.	.7854
244	-701.1	3.	10.	.7854

245	-722.	3.	10.	.7854
246	-742.9	3.	10.	.7854
247	-763.9	3.	10.	.7854
248	-784.8	3.	10.	.7854
249	-805.7	3.	10.	.7854
250	-826.7	3.	10.	.7854
251	-847.6	3.	10.	.7854
252	-868.5	3.	10.	.7854
253	-889.4	3.	10.	.7854
254	-910.4	3.	10.	.7854
255	-931.3	3.	10.	.7854
256	-952.2	3.	10.	.7854
257	-973.2	3.	10.	.7854
258	-994.1	3.	10.	.7854
259	-1015.	3.	10.	.7854
260	-1036.	3.	10.	.7854
261	-1057.	3.	10.	.7854
262	-1078.	3.	10.	.7854
263	-1099.	3.	10.	.7854
264	-1120.	3.	10.	.7854
265	-1141.	3.	10.	.7854
266	-1162.	3.	10.	.7854
267	-1182.	3.	10.	.7854
268	-1203.	3.	10.	.7854
269	-1224.	3.	10.	.7854
270	-1245.	3.	10.	.7854
271	-1266.	3.	10.	.7854
272	-1287.	3.	10.	.7854
273	-1308.	3.	10.	.7854
274	-1329.	3.	10.	.7854
275	-1350.	3.	10.	.7854
276	-1371.	3.	10.	.7854
277	-1392.	3.	10.	.7854
278	-1413.	3.	10.	.7854
279	-1434.	3.	10.	.7854
280	-1455.	3.	10.	.7854

#### SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 10. (baricentro CLS)  
 Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.  
 N. | N | Mz | My | Sol: ultima/agente = fs (>=1 OK)  
 1 | -145000. | 515000. | -45700000. |  
 2 | 11500. | 1760000. | 23400000. |

#### RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz \* y +muy \* z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	-.00000188444	.00000000829	.00000255556
2.	-.00004003226	-.00000001786	.00065869724

Deformazioni massime sui materiali:

Cls					Acciaio lento			
sol	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 2	-.0472	-6.6	si	141.	.009	17.9	si
2	1- 3	-.168	-22.7	si	280.	.5646	1129.1	si

#### PARETE B

Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.  
 Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm2; d in mm; deformazioni\*1000.  
 ferri : diametri in mm; aree in cm2.

Simboli:

Vert. = contorno\_vertice del CLS; d = diametro;  
 S = Sigma (tensioni sui materiali);  
 D = Deformazioni x 1000 (epsilon);  
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

#### MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 300. ; fck = 249. ; fcd = 141.1 (.35%)  
 Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 4500. ; fyk = 4500. ; ftd = 3913.04 (6.75%)

#### SEZIONE



L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:

Acciaio lento:

vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm2]
1- 1	-976.5	0.	1	973.5	17.	10.	.7854
1- 2	-976.5	20.	2	952.8	17.	10.	.7854
1- 3	976.5	20.	3	932.1	17.	10.	.7854
1- 4	976.5	0.	4	911.4	17.	10.	.7854
			5	890.6	17.	10.	.7854
			6	869.9	17.	10.	.7854
			7	849.2	17.	10.	.7854
			8	828.5	17.	10.	.7854
			9	807.8	17.	10.	.7854
			10	787.1	17.	10.	.7854
			11	766.4	17.	10.	.7854
			12	745.7	17.	10.	.7854
			13	724.9	17.	10.	.7854
			14	704.2	17.	10.	.7854
			15	683.5	17.	10.	.7854
			16	662.8	17.	10.	.7854
			17	642.1	17.	10.	.7854
			18	621.4	17.	10.	.7854
			19	600.7	17.	10.	.7854
			20	580.	17.	10.	.7854
			21	559.2	17.	10.	.7854
			22	538.5	17.	10.	.7854
			23	517.8	17.	10.	.7854
			24	497.1	17.	10.	.7854
			25	476.4	17.	10.	.7854
			26	455.7	17.	10.	.7854
			27	435.	17.	10.	.7854
			28	414.3	17.	10.	.7854
			29	393.5	17.	10.	.7854
			30	372.8	17.	10.	.7854
			31	352.1	17.	10.	.7854
			32	331.4	17.	10.	.7854
			33	310.7	17.	10.	.7854
			34	290.	17.	10.	.7854
			35	269.3	17.	10.	.7854
			36	248.6	17.	10.	.7854
			37	227.8	17.	10.	.7854
			38	207.1	17.	10.	.7854
			39	186.4	17.	10.	.7854
			40	165.7	17.	10.	.7854
			41	145.	17.	10.	.7854
			42	124.3	17.	10.	.7854
			43	103.6	17.	10.	.7854
			44	82.9	17.	10.	.7854
			45	62.1	17.	10.	.7854
			46	41.4	17.	10.	.7854
			47	20.7	17.	10.	.7854
			48	0.	17.	10.	.7854
			49	-20.7	17.	10.	.7854
			50	-41.4	17.	10.	.7854
			51	-62.1	17.	10.	.7854
			52	-82.9	17.	10.	.7854
			53	-103.6	17.	10.	.7854
			54	-124.3	17.	10.	.7854
			55	-145.	17.	10.	.7854
			56	-165.7	17.	10.	.7854
			57	-186.4	17.	10.	.7854
			58	-207.1	17.	10.	.7854
			59	-227.8	17.	10.	.7854
			60	-248.6	17.	10.	.7854
			61	-269.3	17.	10.	.7854
			62	-290.	17.	10.	.7854
			63	-310.7	17.	10.	.7854
			64	-331.4	17.	10.	.7854
			65	-352.1	17.	10.	.7854
			66	-372.8	17.	10.	.7854
			67	-393.5	17.	10.	.7854
			68	-414.3	17.	10.	.7854
			69	-435.	17.	10.	.7854
			70	-455.7	17.	10.	.7854
			71	-476.4	17.	10.	.7854
			72	-497.1	17.	10.	.7854
			73	-517.8	17.	10.	.7854
			74	-538.5	17.	10.	.7854

75	-559.2	17.	10.	.7854
76	-580.	17.	10.	.7854
77	-600.7	17.	10.	.7854
78	-621.4	17.	10.	.7854
79	-642.1	17.	10.	.7854
80	-662.8	17.	10.	.7854
81	-683.5	17.	10.	.7854
82	-704.2	17.	10.	.7854
83	-724.9	17.	10.	.7854
84	-745.7	17.	10.	.7854
85	-766.4	17.	10.	.7854
86	-787.1	17.	10.	.7854
87	-807.8	17.	10.	.7854
88	-828.5	17.	10.	.7854
89	-849.2	17.	10.	.7854
90	-869.9	17.	10.	.7854
91	-890.6	17.	10.	.7854
92	-911.4	17.	10.	.7854
93	-932.1	17.	10.	.7854
94	-952.8	17.	10.	.7854
95	-973.5	17.	10.	.7854
96	-973.5	3.	10.	.7854
97	-952.8	3.	10.	.7854
98	-932.1	3.	10.	.7854
99	-911.4	3.	10.	.7854
100	-890.6	3.	10.	.7854
101	-869.9	3.	10.	.7854
102	-849.2	3.	10.	.7854
103	-828.5	3.	10.	.7854
104	-807.8	3.	10.	.7854
105	-787.1	3.	10.	.7854
106	-766.4	3.	10.	.7854
107	-745.7	3.	10.	.7854
108	-724.9	3.	10.	.7854
109	-704.2	3.	10.	.7854
110	-683.5	3.	10.	.7854
111	-662.8	3.	10.	.7854
112	-642.1	3.	10.	.7854
113	-621.4	3.	10.	.7854
114	-600.7	3.	10.	.7854
115	-580.	3.	10.	.7854
116	-559.2	3.	10.	.7854
117	-538.5	3.	10.	.7854
118	-517.8	3.	10.	.7854
119	-497.1	3.	10.	.7854
120	-476.4	3.	10.	.7854
121	-455.7	3.	10.	.7854
122	-435.	3.	10.	.7854
123	-414.3	3.	10.	.7854
124	-393.5	3.	10.	.7854
125	-372.8	3.	10.	.7854
126	-352.1	3.	10.	.7854
127	-331.4	3.	10.	.7854
128	-310.7	3.	10.	.7854
129	-290.	3.	10.	.7854
130	-269.3	3.	10.	.7854
131	-248.6	3.	10.	.7854
132	-227.8	3.	10.	.7854
133	-207.1	3.	10.	.7854
134	-186.4	3.	10.	.7854
135	-165.7	3.	10.	.7854
136	-145.	3.	10.	.7854
137	-124.3	3.	10.	.7854
138	-103.6	3.	10.	.7854
139	-82.9	3.	10.	.7854
140	-62.1	3.	10.	.7854
141	-41.4	3.	10.	.7854
142	-20.7	3.	10.	.7854
143	0.	3.	10.	.7854
144	20.7	3.	10.	.7854
145	41.4	3.	10.	.7854
146	62.1	3.	10.	.7854
147	82.9	3.	10.	.7854
148	103.6	3.	10.	.7854
149	124.3	3.	10.	.7854
150	145.	3.	10.	.7854
151	165.7	3.	10.	.7854
152	186.4	3.	10.	.7854

153	207.1	3.	10.	.7854
154	227.8	3.	10.	.7854
155	248.6	3.	10.	.7854
156	269.3	3.	10.	.7854
157	290.	3.	10.	.7854
158	310.7	3.	10.	.7854
159	331.4	3.	10.	.7854
160	352.1	3.	10.	.7854
161	372.8	3.	10.	.7854
162	393.5	3.	10.	.7854
163	414.3	3.	10.	.7854
164	435.	3.	10.	.7854
165	455.7	3.	10.	.7854
166	476.4	3.	10.	.7854
167	497.1	3.	10.	.7854
168	517.8	3.	10.	.7854
169	538.5	3.	10.	.7854
170	559.2	3.	10.	.7854
171	580.	3.	10.	.7854
172	600.7	3.	10.	.7854
173	621.4	3.	10.	.7854
174	642.1	3.	10.	.7854
175	662.8	3.	10.	.7854
176	683.5	3.	10.	.7854
177	704.2	3.	10.	.7854
178	724.9	3.	10.	.7854
179	745.7	3.	10.	.7854
180	766.4	3.	10.	.7854
181	787.1	3.	10.	.7854
182	807.8	3.	10.	.7854
183	828.5	3.	10.	.7854
184	849.2	3.	10.	.7854
185	869.9	3.	10.	.7854
186	890.6	3.	10.	.7854
187	911.4	3.	10.	.7854
188	932.1	3.	10.	.7854
189	952.8	3.	10.	.7854
190	973.5	3.	10.	.7854

#### SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 10. (baricentro CLS)  
 Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.  
 N. | N | Mz | My | Sol: ultima/agente = fs (>=1 OK)  
 1 | -51200. | -1730000. | 28100000. |  
 2 | -122000. | -2950000. | 15000000. |

#### RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz \* y +muy \* z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	.00004571622	-.00000005981	-.00020571442
2.	.00007145307	-.00000003043	-.00035512798

Deformazioni massime sui materiali:

Cls					Acciaio lento			
sol	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 4	-.2641	-34.8	si	95.	.6297	1259.4	si
2	1- 4	-.3848	-49.1	si	95.	.8892	1778.4	si

#### PARETE C

Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.  
 Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm2; d in mm; deformazioni\*1000.  
 ferri : diametri in mm; aree in cm2.

Simboli:

Vert. = contorno\_vertice del CLS; d = diametro;  
 S = Sigma (tensioni sui materiali);  
 D = Deformazioni x 1000 (epsilon);  
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

#### MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 300. ; fck = 249. ; fcd = 141.1 (.35%)  
 Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 4500. ; fyk = 4500. ; ftd = 3913.04 (6.75%)

## SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:

Acciaio lento:

vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm2]
1- 1	-235.	0.	1	232.	27.	12.	1.131
1- 2	-235.	30.	2	210.9	27.	12.	1.131
1- 3	235.	30.	3	189.8	27.	12.	1.131
1- 4	235.	0.	4	168.7	27.	12.	1.131
			5	147.6	27.	12.	1.131
			6	126.5	27.	12.	1.131
			7	105.5	27.	12.	1.131
			8	84.4	27.	12.	1.131
			9	63.3	27.	12.	1.131
			10	42.2	27.	12.	1.131
			11	21.1	27.	12.	1.131
			12	0.	27.	12.	1.131
			13	-21.1	27.	12.	1.131
			14	-42.2	27.	12.	1.131
			15	-63.3	27.	12.	1.131
			16	-84.4	27.	12.	1.131
			17	-105.5	27.	12.	1.131
			18	-126.5	27.	12.	1.131
			19	-147.6	27.	12.	1.131
			20	-168.7	27.	12.	1.131
			21	-189.8	27.	12.	1.131
			22	-210.9	27.	12.	1.131
			23	-232.	27.	12.	1.131
			24	232.	3.	12.	1.131
			25	210.9	3.	12.	1.131
			26	189.8	3.	12.	1.131
			27	168.7	3.	12.	1.131
			28	147.6	3.	12.	1.131
			29	126.5	3.	12.	1.131
			30	105.5	3.	12.	1.131
			31	84.4	3.	12.	1.131
			32	63.3	3.	12.	1.131
			33	42.2	3.	12.	1.131
			34	21.1	3.	12.	1.131
			35	0.	3.	12.	1.131
			36	-21.1	3.	12.	1.131
			37	-42.2	3.	12.	1.131
			38	-63.3	3.	12.	1.131
			39	-84.4	3.	12.	1.131
			40	-105.5	3.	12.	1.131
			41	-126.5	3.	12.	1.131
			42	-147.6	3.	12.	1.131
			43	-168.7	3.	12.	1.131
			44	-189.8	3.	12.	1.131
			45	-210.9	3.	12.	1.131
			46	-232.	3.	12.	1.131

## SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 15. (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Sol: ultima/agente = fs (>=1 OK)
1	-67600.	1140000.	5100000.	
2	-29600.	1570000.	3290000.	

## RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz \* y +muy \* z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	-.00001979881	-.00000035364	.00038146887
2.	-.00004655665	-.00000033949	.001079278

Deformazioni massime sui materiali:

Cls					Acciaio lento			
sol	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 3	-.2956	-38.6	si	46.	.4041	808.2	si
2	1- 3	-.3972	-50.5	si	46.	1.0184	2036.7	si

## PARETE D SP.25

### MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 300. ; fck = 249. ; fcd = 141.1 (.35%)  
Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 4500. ; fyk = 4500. ; ftd = 3913.04 (6.75%)

### SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:				Acciaio lento:			
vert.	Z	Y		ferro	Z	Y	d[mm]   Af[cm2]
1- 1	-132.5	0.		1	129.5	22.	12.   1.131
1- 2	-132.5	25.		2	100.7	22.	12.   1.131
1- 3	132.5	25.		3	71.9	22.	12.   1.131
1- 4	132.5	0.		4	43.2	22.	12.   1.131
				5	14.4	22.	12.   1.131
				6	-14.4	22.	12.   1.131
				7	-43.2	22.	12.   1.131
				8	-71.9	22.	12.   1.131
				9	-100.7	22.	12.   1.131
				10	-129.5	22.	12.   1.131
				11	129.5	3.	12.   1.131
				12	100.7	3.	12.   1.131
				13	71.9	3.	12.   1.131
				14	43.2	3.	12.   1.131
				15	14.4	3.	12.   1.131
				16	-14.4	3.	12.   1.131
				17	-43.2	3.	12.   1.131
				18	-71.9	3.	12.   1.131
				19	-100.7	3.	12.   1.131
				20	-129.5	3.	12.   1.131

### SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 12.5 (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Sol: ultima/agente = fs (>=1 OK)
1	-31200.	236000.	6960000.	
2	-37100.	613000.	4510000.	

### RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz \* y +muy \* z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	-.00001541587	-.00000591759	.00057247459
2.	-.0000446193	-.00000285625	.00083040587

Deformazioni massime sui materiali:

Cls				Acciaio lento			
sol	vert.	D cls	S cls   Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 3	-.597	-71.7 si	20.	1.2926	2585.1	si
2	1- 3	-.6635	-78.1 si	20.	1.0664	2132.9	si

## PARETE DA SP.30

Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.

Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm2; d in mm; deformazioni\*1000.  
ferri : diametri in mm; aree in cm2.

Simboli:

Vert. = contorno\_vertice del CLS; d = diametro;  
S = Sigma (tensioni sui materiali);  
D = Deformazioni x 1000 (epsilon);  
Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

### MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 300. ; fck = 249. ; fcd = 141.1 (.35%)  
Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 4500. ; fyk = 4500. ; ftd = 3913.04 (6.75%)

### SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls: Acciaio lento:

vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm2]
1- 1	-132.5	0.	1	129.5	27.	12.	1.131
1- 2	-132.5	30.	2	100.7	27.	12.	1.131
1- 3	132.5	30.	3	71.9	27.	12.	1.131
1- 4	132.5	0.	4	43.2	27.	12.	1.131
			5	14.4	27.	12.	1.131
			6	-14.4	27.	12.	1.131
			7	-43.2	27.	12.	1.131
			8	-71.9	27.	12.	1.131
			9	-100.7	27.	12.	1.131
			10	-129.5	27.	12.	1.131
			11	129.5	3.	12.	1.131
			12	100.7	3.	12.	1.131
			13	71.9	3.	12.	1.131
			14	43.2	3.	12.	1.131
			15	14.4	3.	12.	1.131
			16	-14.4	3.	12.	1.131
			17	-43.2	3.	12.	1.131
			18	-71.9	3.	12.	1.131
			19	-100.7	3.	12.	1.131
			20	-129.5	3.	12.	1.131

#### SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 15. (baricentro CLS)  
 Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.  
 N. | N | Mz | My | Sol: ultima/agente = fs (>=1 OK)  
 1 | -30400. | 561000. | 4740000. |  
 2 | -32400. | 595000. | 3790000. |

#### RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz \* y +muy \* z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	-.00002456979	-.00000313666	.00062457205
2.	-.00002544807	-.00000207994	.00057718509

Deformazioni massime sui materiali:

Cls					Acciaio lento			
sol	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 3	-.5281	-64.7	si	20.	.9571	1914.1	si
2	1- 3	-.4618	-57.6	si	20.	.7702	1540.4	si

## PARETE E

Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.  
 Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm2; d in mm; deformazioni\*1000.  
 ferri : diametri in mm; aree in cm2.

Simboli:

Vert. = contorno\_vertice del CLS; d = diametro;  
 S = Sigma (tensioni sui materiali);  
 D = Deformazioni x 1000 (epsilon);  
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

#### MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 300. ; fck = 249. ; fcd = 141.1 (.35%)  
 Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 4500. ; fyk = 4500. ; ftd = 3913.04 (6.75%)

#### SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:				Acciaio lento:			
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm2]
1- 1	-132.5	0.	1	129.5	27.	12.	1.131
1- 2	-132.5	30.	2	107.9	27.	12.	1.131
1- 3	132.5	30.	3	86.3	27.	12.	1.131
1- 4	132.5	0.	4	64.8	27.	12.	1.131
			5	43.2	27.	12.	1.131
			6	21.6	27.	12.	1.131
			7	0.	27.	12.	1.131
			8	-21.6	27.	12.	1.131

9	-43.2	27.	12.	1.131
10	-64.8	27.	12.	1.131
11	-86.3	27.	12.	1.131
12	-107.9	27.	12.	1.131
13	-129.5	27.	12.	1.131
14	129.5	3.	12.	1.131
15	107.9	3.	12.	1.131
16	86.3	3.	12.	1.131
17	64.8	3.	12.	1.131
18	43.2	3.	12.	1.131
19	21.6	3.	12.	1.131
20	0.	3.	12.	1.131
21	-21.6	3.	12.	1.131
22	-43.2	3.	12.	1.131
23	-64.8	3.	12.	1.131
24	-86.3	3.	12.	1.131
25	-107.9	3.	12.	1.131
26	-129.5	3.	12.	1.131

#### SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 15. (baricentro CLS)  
 Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.  
 N. | N | Mz | My | Sol: ultima/agente = fs (>=1 OK)  
 1 | -24800. | 473000. | -3610000. |  
 2 | -18600. | 694000. | 1130000. |

#### RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz \* y +muy \* z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	-.00001754277	.00000197127	.00041430712
2.	-.00003317042	-.00000059527	.0007501846

Deformazioni massime sui materiali:

Cls					Acciaio lento			
sol	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 2	-.3732	-47.7	si	14.	.617	1233.9	si
2	1- 3	-.3238	-42.	si	26.	.7278	1455.5	si

## PARETE F

Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.  
 Unità di misura generiche: daN; cm; daN/cm; daN/cm2; d in mm; deformazioni\*1000.  
 ferri : diametri in mm; aree in cm2.

Simboli:

Vert. = contorno\_vertice del CLS; d = diametro;  
 S = Sigma (tensioni sui materiali);  
 D = Deformazioni x 1000 (epsilon);  
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

#### MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 300. ; fck = 249. ; fcd = 141.1 (.35%)  
 Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 4500. ; fyk = 4500. ; ftd = 3913.04 (6.75%)

#### SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.  
 Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:			Acciaio lento:				
vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm2]
1- 1	-250.	0.	1	247.	27.	12.	1.131
1- 2	-250.	30.	2	226.4	27.	12.	1.131
1- 3	250.	30.	3	205.8	27.	12.	1.131
1- 4	250.	0.	4	185.2	27.	12.	1.131
			5	164.7	27.	12.	1.131
			6	144.1	27.	12.	1.131
			7	123.5	27.	12.	1.131
			8	102.9	27.	12.	1.131
			9	82.3	27.	12.	1.131
			10	61.8	27.	12.	1.131
			11	41.2	27.	12.	1.131
			12	20.6	27.	12.	1.131
			13	0.	27.	12.	1.131

14	-20.6	27.	12.	1.131
15	-41.2	27.	12.	1.131
16	-61.8	27.	12.	1.131
17	-82.3	27.	12.	1.131
18	-102.9	27.	12.	1.131
19	-123.5	27.	12.	1.131
20	-144.1	27.	12.	1.131
21	-164.7	27.	12.	1.131
22	-185.2	27.	12.	1.131
23	-205.8	27.	12.	1.131
24	-226.4	27.	12.	1.131
25	-247.	27.	12.	1.131
26	-247.	3.	12.	1.131
27	-226.4	3.	12.	1.131
28	-205.8	3.	12.	1.131
29	-185.2	3.	12.	1.131
30	-164.7	3.	12.	1.131
31	-144.1	3.	12.	1.131
32	-123.5	3.	12.	1.131
33	-102.9	3.	12.	1.131
34	-82.3	3.	12.	1.131
35	-61.8	3.	12.	1.131
36	-41.2	3.	12.	1.131
37	-20.6	3.	12.	1.131
38	0.	3.	12.	1.131
39	20.6	3.	12.	1.131
40	41.2	3.	12.	1.131
41	61.8	3.	12.	1.131
42	82.3	3.	12.	1.131
43	102.9	3.	12.	1.131
44	123.5	3.	12.	1.131
45	144.1	3.	12.	1.131
46	164.7	3.	12.	1.131
47	185.2	3.	12.	1.131
48	205.8	3.	12.	1.131
49	226.4	3.	12.	1.131
50	247.	3.	12.	1.131

#### SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 15. (baricentro CLS)  
 Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.  
 N. | N | Mz | My | Sol: ultima/agente = fs (>=1 OK)  
 1 | -29800. | -2290000. | -4820000. |  
 2 | -31900. | -2700000. | -3720000. |

#### RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz \* y +muy \* z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	.00006707407	.00000043864	-.00043584765
2.	.00008024918	.0000003455	-.00051972919

Deformazioni massime sui materiali:

Cls				Acciaio lento				
sol	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 1	-.5455	-66.5	si	1.	1.4835	2967.	si
2	1- 1	-.6061	-72.6	si	1.	1.7323	3464.7	si

#### PARETE G

Tipo verifica : stati limite - pressoflessione deviata.  
 Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm2; d in mm; deformazioni\*1000.  
 ferri : diametri in mm; aree in cm2.  
 Simboli:  
 Vert. = contorno\_vertice del CLS; d = diametro;  
 S = Sigma (tensioni sui materiali);  
 D = Deformazioni x 1000 (epsilon);  
 Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

#### MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 300. ; fck = 249. ; fcd = 141.1 (.35%)  
 Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 4500. ; fyk = 4500. ; ftd = 3913.04 (6.75%)



# SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:

Acciaio lento:

vert.	Z	Y	ferro	Z	Y	d[mm]	Af[cm2]
1- 1	-132.5	0.	1	129.5	7.	8.	.5027
1- 2	-132.5	10.	2	100.7	7.	8.	.5027
1- 3	132.5	10.	3	71.9	7.	8.	.5027
1- 4	132.5	0.	4	43.2	7.	8.	.5027
			5	14.4	7.	8.	.5027
			6	-14.4	7.	8.	.5027
			7	-43.2	7.	8.	.5027
			8	-71.9	7.	8.	.5027
			9	-100.7	7.	8.	.5027
			10	-129.5	7.	8.	.5027
			11	129.5	3.	8.	.5027
			12	100.7	3.	8.	.5027
			13	71.9	3.	8.	.5027
			14	43.2	3.	8.	.5027
			15	14.4	3.	8.	.5027
			16	-14.4	3.	8.	.5027
			17	-43.2	3.	8.	.5027
			18	-71.9	3.	8.	.5027
			19	-100.7	3.	8.	.5027
			20	-129.5	3.	8.	.5027

## SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 5. (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Sol: ultima/agente = fs (>=1 OK)
1	-42700.	11400.	-5630000.	
2	-30300.	165000.	-1530000.	

## RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz \* y +muy \* z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	-.00001087542	.00000744276	.00028513129
2.	-.00022593207	.00000218114	.00154522819

Deformazioni massime sui materiali:

Cls					Acciaio lento			
sol	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve
1	1- 2	-.8098	-91.1	si	11.	1.2163	2432.7	si
2	1- 2	-1.0031	-106.	si	11.	1.1499	2299.8	si

## **VERIFICA A TAGLIO**

Il taglio di calcolo è amplificato del 50%

PARETE	COMB	Fz (kgf)	VEd (kgf)
PARETE A	S20	1.37E+05	2.06E+05
PARETE B	S1	9.84E+04	1.48E+05
PARETE C	S32	-3.50E+04	-5.25E+04
PARETE D	S1	2.10E+04	3.14E+04
PARETE DA	S16	-1.80E+04	-2.71E+04
PARETE E	S4	2.73E+04	4.10E+04
PARETE F	S32	-1.90E+04	-2.84E+04
PARETE G	S13	-1.97E+04	-2.95E+04

PARETE A

Verifica a taglio DM18					
<b>Calcestruzzo</b>			<b>Acciaio</b>		
$R_{ck} =$	300	kg/cm <sup>2</sup>	$f_{yk} =$	4500	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{ck} =$	249	kg/cm <sup>2</sup>	$\gamma_s =$	1.15	
$f_{ctk} =$	18.2	kg/cm <sup>2</sup>	$f_{yd} =$	3913	kg/cm <sup>2</sup>
$\gamma_c =$	1.5		$f_{cd} =$	141	kg/cm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc} =$	0.85		$f'_{cd} =$	71	kg/cm <sup>2</sup>
			$f_{ctd} =$	12.2	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Azioni agente</b>					
$V_{Sd} =$	205613	kg	$N_{Sd+} =$	0	kg
$N_{Sd} =$	0	kg	$N_{Sd-} =$	0	kg
<b>Dati sezione</b>					
$b_w =$	20	cm			
$h =$	2920	cm			
$c =$	4	cm	copriferro		
$d =$	2916	cm			
$\sigma_{cp} =$	0.0	kg/cm <sup>2</sup>	$\alpha_c =$	1.00	
$\sigma_{cp(+)} =$	0.0	kg/cm <sup>2</sup>	$\alpha_{c(+)} =$	1.00	
$\sigma_{cp(-)} =$	0.0	kg/cm <sup>2</sup>	$\alpha_{c(-)} =$	1.00	
<b>Armature disposte</b>					
<b>Staffe</b>	$\theta =$	45 °	<b>Diag.</b>	$\theta =$	45 °
	$\alpha =$	90 °			
nb	$\phi$	$A_{sw}$	nb	$\phi$	$A_{sw}$
2	8	1.00	0	5	0.00
0	0	0.00	0	10	0.00
$A_{sw} =$		1.00 cm <sup>2</sup>	$A_{sp} =$		0.00 cm <sup>2</sup>
$s =$		20 cm	$s =$		20 cm
<b>Capacità portante a taglio</b>			$V_{Rd} = 513464$ kg verificato		
<b>a) Taglio compressione</b>					
$V_{Rcd} =$	1851514 kg				
$V_{Rcd(+)} =$	1851514 kg				
$V_{Rcd(-)} =$	1851514 kg				
<b>b) Crisi armatura di parete</b>					
$V_{Rsd} =$	513464 kg				

PARETE B

Verifica a taglio DM18					
<b>Calcestruzzo</b>			<b>Acciaio</b>		
$R_{ck} =$	300	kg/cm <sup>2</sup>	$f_{yk} =$	4500	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{ck} =$	249	kg/cm <sup>2</sup>	$\gamma_s =$	1.15	
$f_{ctk} =$	18.2	kg/cm <sup>2</sup>	$f_{yd} =$	3913	kg/cm <sup>2</sup>
$\gamma_c =$	1.5		$f_{cd} =$	141	kg/cm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc} =$	0.85		$f'_{cd} =$	71	kg/cm <sup>2</sup>
			$f_{ctd} =$	12.2	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Azioni agente</b>					
$V_{Sd} =$	148000	kg	$N_{Sd+} =$	0	kg
$N_{Sd} =$	0	kg	$N_{Sd-} =$	0	kg
<b>Dati sezione</b>					
$b_w =$	20	cm			
$h =$	1950	cm			
$c =$	4	cm	copriferro		
$d =$	1946	cm			
$\sigma_{cp} =$	0.0	kg/cm <sup>2</sup>	$\alpha_c =$	1.00	
$\sigma_{cp(+)} =$	0.0	kg/cm <sup>2</sup>	$\alpha_{c(+)} =$	1.00	
$\sigma_{cp(-)} =$	0.0	kg/cm <sup>2</sup>	$\alpha_{c(-)} =$	1.00	
<b>Armature disposte</b>					
<b>Staffe</b>	$\theta =$	45 °	<b>Diag.</b>	$\theta =$	45 °
	$\alpha =$	90 °			
nb	$\phi$	$A_{sw}$	nb	$\phi$	$A_{sw}$
2	8	1.00	0	5	0.00
0	0	0.00	0	10	0.00
$A_{sw} =$		1.00 cm <sup>2</sup>	$A_{sp} =$		0.00 cm <sup>2</sup>
$s =$		20 cm	$s =$		20 cm
<b>Capacità portante a taglio</b>			$V_{Rd} = 342661$ kg verificato		
<b>a) Taglio compressione</b>					
$V_{Rcd} =$	1235613 kg				
$V_{Rcd(+)} =$	1235613 kg				
$V_{Rcd(-)} =$	1235613 kg				
<b>b) Crisi armatura di parete</b>					
$V_{Rsd} =$	342661 kg				

# PARETE C

<b>Verifica a taglio DM18</b>					
<b>Calcestruzzo</b>			<b>Acciaio</b>		
$R_{ck} =$	300	kg/cm <sup>2</sup>	$f_{yk} =$	4500	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{ck} =$	249	kg/cm <sup>2</sup>	$\gamma_s =$	1.15	
$f_{ctk} =$	18.2	kg/cm <sup>2</sup>	$f_{yd} =$	3913	kg/cm <sup>2</sup>
$\gamma_c =$	1.5		$f_{cd} =$	141	kg/cm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc} =$	0.85		$f'_{cd} =$	71	kg/cm <sup>2</sup>
			$f_{ctd} =$	12.2	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Azioni agente</b>					
$V_{Sd} =$	53000	kg	$N_{Sd+} =$	0	kg
$N_{Sd} =$	0	kg	$N_{Sd-} =$	0	kg
<b>Dati sezione</b>					
$b_w =$	30	cm			
$h =$	470	cm			
$c =$	4	cm	copriferro		
$d =$	466	cm			
$\sigma_{cp} =$	0.0	kg/cm <sup>2</sup>	$\alpha_c =$	1.00	
$\sigma_{cp(+)} =$	0.0	kg/cm <sup>2</sup>	$\alpha_{c(+)} =$	1.00	
$\sigma_{cp(-)} =$	0.0	kg/cm <sup>2</sup>	$\alpha_{c(-)} =$	1.00	
<b>Armature disposte</b>					
<u>Staffe</u>	$\theta =$	45 °	<u>Diag.</u>	$\theta =$	45 °
	$\alpha =$	90 °			
nb	$\phi$	$A_{sw}$	nb	$\phi$	$A_{sw}$
2	10	1.57	0	5	0.00
0	0	0.00	0	10	0.00
	$A_{sw} =$	1.57 cm <sup>2</sup>		$A_{sp} =$	0.00 cm <sup>2</sup>
	$s =$	20 cm		$s =$	20 cm
<b>Capacità portante a taglio</b>			$V_{Rd} =$	128827 kg	verificato
<b>a) Taglio compressione</b>					
$V_{Rcd} =$	443830	kg			
$V_{Rcd(+)} =$	443830	kg			
$V_{Rcd(-)} =$	443830	kg			
<b>b) Crisi armatura di parete</b>					
$V_{Rsd} =$	128827	kg			

PARETE D SP 25

Verifica a taglio DM18					
<b>Calcestruzzo</b>			<b>Acciaio</b>		
$R_{ck} =$	300	kg/cm <sup>2</sup>	$f_{yk} =$	4500	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{ck} =$	249	kg/cm <sup>2</sup>	$\gamma_s =$	1.15	
$f_{ctk} =$	18.2	kg/cm <sup>2</sup>	$f_{yd} =$	3913	kg/cm <sup>2</sup>
$\gamma_c =$	1.5		$f_{cd} =$	141	kg/cm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc} =$	0.85		$f'_{cd} =$	71	kg/cm <sup>2</sup>
			$f_{ctd} =$	12.2	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Azioni agente</b>					
$V_{Sd} =$	32000	kg	$N_{Sd+} =$	0	kg
$N_{Sd} =$	0	kg	$N_{Sd-} =$	0	kg
<b>Dati sezione</b>					
$b_w =$	25	cm			
$h =$	265	cm			
$c =$	4	cm	copriferro		
$d =$	261	cm			
$\sigma_{cp} =$	0.0	kg/cm <sup>2</sup>	$\alpha_c =$	1.00	
$\sigma_{cp(+)} =$	0.0	kg/cm <sup>2</sup>	$\alpha_{c(+)} =$	1.00	
$\sigma_{cp(-)} =$	0.0	kg/cm <sup>2</sup>	$\alpha_{c(-)} =$	1.00	
<b>Armature disposte</b>					
<b>Staffe</b>	$\theta =$	45 °	<b>Diag.</b>	$\theta =$	45 °
	$\alpha =$	90 °			
nb	$\phi$	$A_{sw}$	nb	$\phi$	$A_{sw}$
2	8	1.00	0	5	0.00
0	0	0.00	0	10	0.00
$A_{sw} =$		1.00 cm <sup>2</sup>	$A_{sp} =$		0.00 cm <sup>2</sup>
$s =$		20 cm	$s =$		20 cm
<b>Capacità portante a taglio</b>			$V_{Rd} =$	45958 kg	verificato
<b>a) Taglio compressione</b>					
$V_{Rcd} =$	207152 kg				
$V_{Rcd(+)} =$	207152 kg				
$V_{Rcd(-)} =$	207152 kg				
<b>b) Crisi armatura di parete</b>					
$V_{Rsd} =$	45958 kg				

PARETE DA SP.30

Verifica a taglio DM18					
<b>Calcestruzzo</b>			<b>Acciaio</b>		
$R_{ck} =$	300	kg/cm <sup>2</sup>	$f_{yk} =$	4500	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{ck} =$	249	kg/cm <sup>2</sup>	$\gamma_s =$	1.15	
$f_{ctk} =$	18.2	kg/cm <sup>2</sup>	$f_{yd} =$	3913	kg/cm <sup>2</sup>
$\gamma_c =$	1.5		$f_{cd} =$	141	kg/cm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc} =$	0.85		$f'_{cd} =$	71	kg/cm <sup>2</sup>
			$f_{ctd} =$	12.2	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Azioni agente</b>					
$V_{Sd} =$	30000	kg	$N_{Sd+} =$	0	kg
$N_{Sd} =$	0	kg	$N_{Sd-} =$	0	kg
<b>Dati sezione</b>					
$b_w =$	30	cm			
$h =$	265	cm			
$c =$	4	cm	copriferro		
$d =$	261	cm			
$\sigma_{cp} =$	0.0	kg/cm <sup>2</sup>	$\alpha_c =$	1.00	
$\sigma_{cp(+)} =$	0.0	kg/cm <sup>2</sup>	$\alpha_{c(+)} =$	1.00	
$\sigma_{cp(-)} =$	0.0	kg/cm <sup>2</sup>	$\alpha_{c(-)} =$	1.00	
<b>Armature disposte</b>					
<b>Staffe</b>	$\theta =$	45 °	<b>Diag.</b>	$\theta =$	45 °
	$\alpha =$	90 °			
nb	$\phi$	$A_{sw}$	nb	$\phi$	$A_{sw}$
2	10	1.57	0	5	0.00
0	0	0.00	0	10	0.00
$A_{sw} =$		1.57 cm <sup>2</sup>	$A_{sp} =$		0.00 cm <sup>2</sup>
$s =$		20 cm	$s =$		20 cm
<b>Capacità portante a taglio</b>			$V_{Rd} =$	72154 kg	verificato
<b>a) Taglio compressione</b>					
$V_{Rcd} =$	248583 kg				
$V_{Rcd(+)} =$	248583 kg				
$V_{Rcd(-)} =$	248583 kg				
<b>b) Crisi armatura di parete</b>					
$V_{Rsd} =$	72154 kg				

PARETE E

Verifica a taglio DM18					
<b>Calcestruzzo</b>			<b>Acciaio</b>		
$R_{ck} =$	300	kg/cm <sup>2</sup>	$f_{yk} =$	4500	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{ck} =$	249	kg/cm <sup>2</sup>	$\gamma_s =$	1.15	
$f_{ctk} =$	18.2	kg/cm <sup>2</sup>	$f_{yd} =$	3913	kg/cm <sup>2</sup>
$\gamma_c =$	1.5		$f_{cd} =$	141	kg/cm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc} =$	0.85		$f'_{cd} =$	71	kg/cm <sup>2</sup>
			$f_{ctd} =$	12.2	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Azioni agente</b>					
$V_{Sd} =$	41000	kg	$N_{Sd+} =$	0	kg
$N_{Sd} =$	0	kg	$N_{Sd-} =$	0	kg
<b>Dati sezione</b>					
$b_w =$	30	cm			
$h =$	470	cm			
$c =$	4	cm	copriferro		
$d =$	466	cm			
$\sigma_{cp} =$	0.0	kg/cm <sup>2</sup>	$\alpha_c =$	1.00	
$\sigma_{cp(+)} =$	0.0	kg/cm <sup>2</sup>	$\alpha_{c(+)} =$	1.00	
$\sigma_{cp(-)} =$	0.0	kg/cm <sup>2</sup>	$\alpha_{c(-)} =$	1.00	
<b>Armature disposte</b>					
<u>Staffe</u>	$\theta =$	45 °	<u>Diag.</u>	$\theta =$	45 °
	$\alpha =$	90 °			
nb	$\phi$	$A_{sw}$	nb	$\phi$	$A_{sw}$
2	10	1.57	0	5	0.00
0	0	0.00	0	10	0.00
$A_{sw} =$		1.57 cm <sup>2</sup>	$A_{sp} =$		0.00 cm <sup>2</sup>
$s =$		20 cm	$s =$		20 cm
<b>Capacità portante a taglio</b>			$V_{Rd} =$	128827 kg	verificato
<b>a) Taglio compressione</b>					
$V_{Rcd} =$	443830 kg				
$V_{Rcd(+)} =$	443830 kg				
$V_{Rcd(-)} =$	443830 kg				
<b>b) Crisi armatura di parete</b>					
$V_{Rsd} =$	128827 kg				

PARETE F

Verifica a taglio DM18							
<b>Calcestruzzo</b>				<b>Acciaio</b>			
$R_{ck} =$	300	kg/cm <sup>2</sup>		$f_{yk} =$	4500	kg/cm <sup>2</sup>	
$f_{ck} =$	249	kg/cm <sup>2</sup>		$\gamma_s =$	1.15		
$f_{ctk} =$	18.2	kg/cm <sup>2</sup>		$f_{yd} =$	3913	kg/cm <sup>2</sup>	
$\gamma_c =$	1.5			$f_{cd} =$	141	kg/cm <sup>2</sup>	
$\alpha_{cc} =$	0.85			$f'_{cd} =$	71	kg/cm <sup>2</sup>	
				$f_{ctd} =$	12.2	kg/cm <sup>2</sup>	
<b>Azioni agente</b>							
$V_{Sd} =$	30000	kg		$N_{Sd+} =$	0	kg	
$N_{Sd} =$	0	kg		$N_{Sd-} =$	0	kg	
<b>Dati sezione</b>							
$b_w =$	30	cm					
$h =$	520	cm					
$c =$	4	cm	copriferro				
$d =$	516	cm					
$\sigma_{cp} =$	0.0	kg/cm <sup>2</sup>		$\alpha_c =$	1.00		
$\sigma_{cp(+)} =$	0.0	kg/cm <sup>2</sup>		$\alpha_{c(+)} =$	1.00		
$\sigma_{cp(-)} =$	0.0	kg/cm <sup>2</sup>		$\alpha_{c(-)} =$	1.00		
<b>Armature disposte</b>							
<u>Staffe</u>	$\theta =$	45 °		<u>Diag.</u>	$\theta =$	45 °	
	$\alpha =$	90 °					
nb	$\phi$	$A_{sw}$		nb	$\phi$	$A_{sw}$	
2	10	1.57		0	5	0.00	
0	0	0.00		0	10	0.00	
$A_{sw} =$ 1.57 cm <sup>2</sup>				$A_{sp} =$ 0.00 cm <sup>2</sup>			
$s =$ 20 cm				$s =$ 20 cm			
<b>Capacità portante a taglio</b>				$V_{Rd} =$ 142650 kg verificato			
<b>a) Taglio compressione</b>							
$V_{Rcd} =$	491451	kg					
$V_{Rcd(+)} =$	491451	kg					
$V_{Rcd(-)} =$	491451	kg					
<b>b) Crisi armatura di parete</b>							
$V_{Rsd} =$	142650	kg					



PARETE G

Verifica a taglio DM18					
<b>Calcestruzzo</b>			<b>Acciaio</b>		
$R_{ck} =$	300	kg/cm <sup>2</sup>	$f_{yk} =$	4500	kg/cm <sup>2</sup>
$f_{ck} =$	249	kg/cm <sup>2</sup>	$\gamma_s =$	1.15	
$f_{ctk} =$	18.2	kg/cm <sup>2</sup>	$f_{yd} =$	3913	kg/cm <sup>2</sup>
$\gamma_c =$	1.5		$f_{cd} =$	141	kg/cm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc} =$	0.85		$f'_{cd} =$	71	kg/cm <sup>2</sup>
			$f_{ctd} =$	12.2	kg/cm <sup>2</sup>
<b>Azioni agente</b>					
$V_{Sd} =$	30000	kg	$N_{Sd+} =$	0	kg
$N_{Sd} =$	0	kg	$N_{Sd-} =$	0	kg
<b>Dati sezione</b>					
$b_w =$	10	cm			
$h =$	265	cm			
$c =$	4	cm	copriferro		
$d =$	261	cm			
$\sigma_{cp} =$	0.0	kg/cm <sup>2</sup>	$\alpha_c =$	1.00	
$\sigma_{cp(+)} =$	0.0	kg/cm <sup>2</sup>	$\alpha_{c(+)} =$	1.00	
$\sigma_{cp(-)} =$	0.0	kg/cm <sup>2</sup>	$\alpha_{c(-)} =$	1.00	
<b>Armature disposte</b>					
<u>Staffe</u>	$\theta =$	45 °	<u>Diag.</u>	$\theta =$	45 °
	$\alpha =$	90 °			
nb	$\phi$	$A_{sw}$	nb	$\phi$	$A_{sw}$
2	8	1.00	0	5	0.00
0	0	0.00	0	10	0.00
$A_{sw} =$		1.00 cm <sup>2</sup>	$A_{sp} =$		0.00 cm <sup>2</sup>
$s =$		20 cm	$s =$		20 cm
<b>Capacità portante a taglio</b>			$V_{Rd} =$	45958 kg	verificato
<b>a) Taglio compressione</b>					
$V_{Rcd} =$	82861 kg				
$V_{Rcd(+)} =$	82861 kg				
$V_{Rcd(-)} =$	82861 kg				
<b>b) Crisi armatura di parete</b>					
$V_{Rsd} =$	45958 kg				

### 13.9. Verifica fuori piano parete E-B

Dal modello di calcolo emerge come in fase sismica le pareti di estremità tendano a “sbandierare” per effetto della massa del trave sovrastante il portico. Sono per cui necessari in corrispondenza delle sezioni indicate degli infittimenti alle armature orizzontali di base.

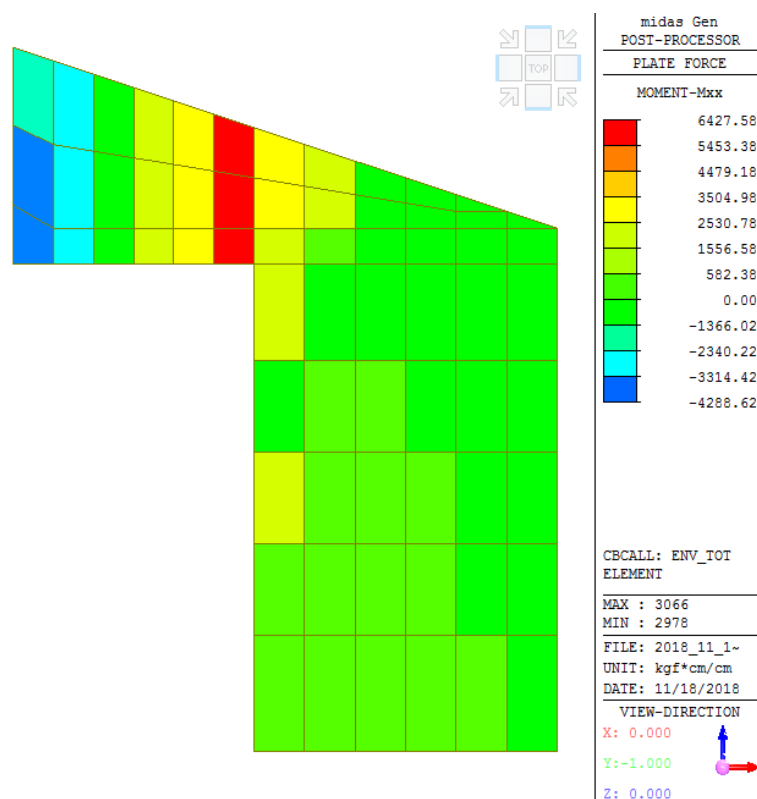


Figura 23 - Momento orizzontale fuori piano parete E

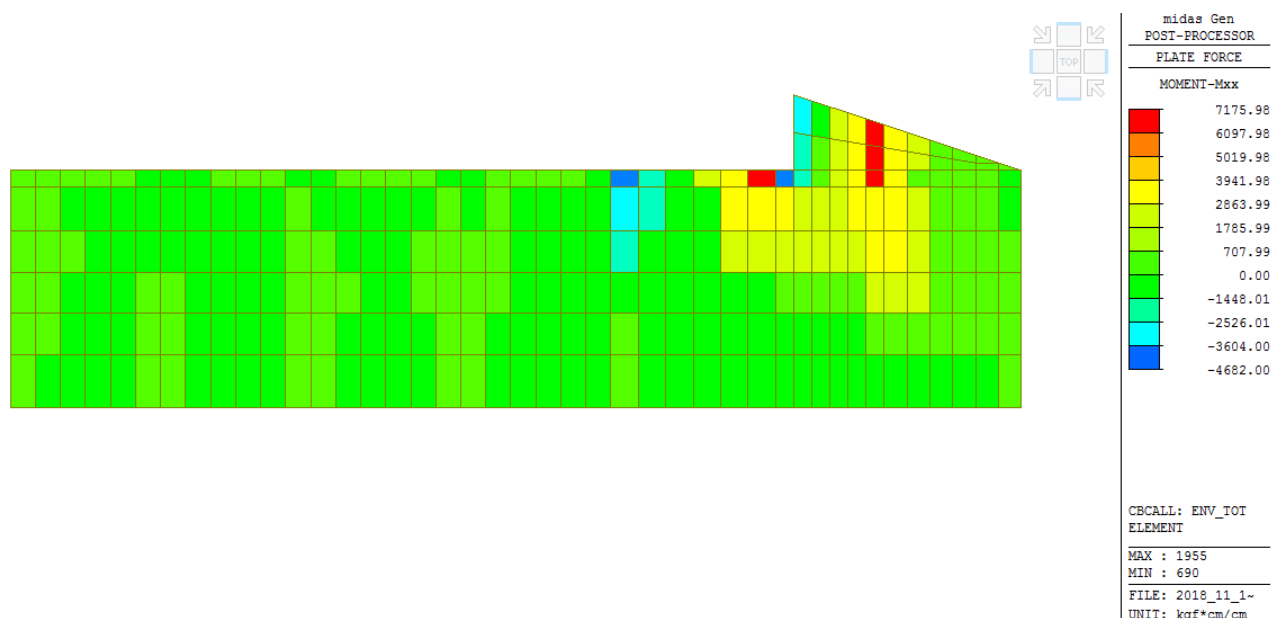


Figura 24- Momento orizzontale fuori piano parete B

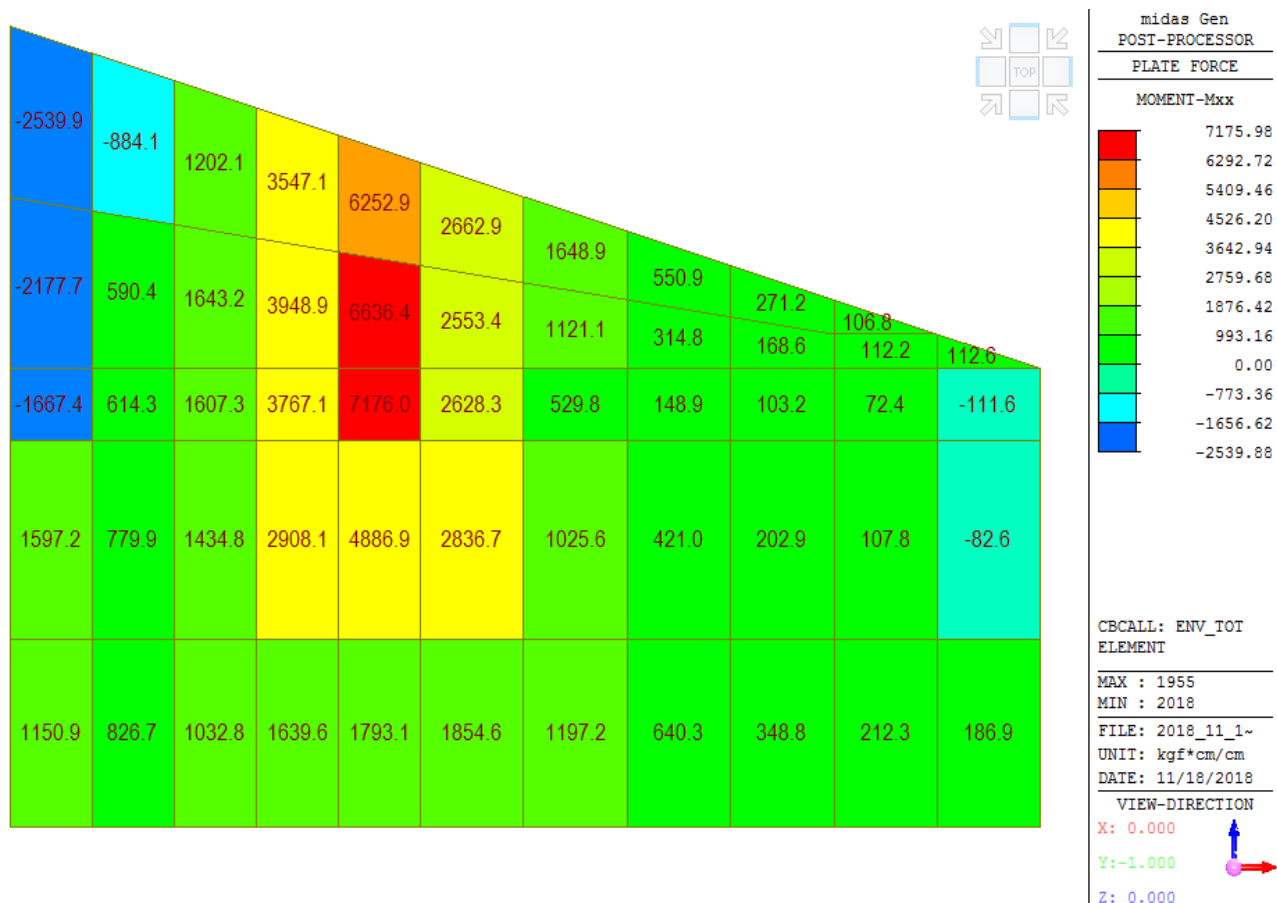


Figura 25 - Dettaglio momento orizzontale fuori piano parete B

Il massimo valore sollecitante sulla striscia di un metro è pari a :

$$M_{xx,Ed} = (7176 + 6636 + 6252) / 3 = 6688 \text{ kgm/m}$$

Tipo verifica : stati limite - pressoflessione retta.

Unità di misura generiche: daN; cm; daNcm; daN/cm<sup>2</sup>; d in mm; deformazioni\*1000.  
ferri : diametri in mm; aree in cm<sup>2</sup>.

Simboli:

Vert. = contorno\_vertice del CLS; d = diametro;  
S = Sigma (tensioni sui materiali);  
D = Deformazioni x 1000 (epsilon);  
Ve = colonna che indica se la verifica e' soddisfatta;

#### MATERIALI

Calcestruzzo: Rck = 300. ; fck = 249. ; fcd = 141.1 (.35%)  
Acciaio : Tipo= B450C ; ftk = 4500. ; fyk = 4500. ; ftd = 3913.04 (6.75%)

#### SEZIONE

L'asse Z e' rivolto verso destra, l'asse Y e' rivolto verso l'alto.

Tipo sezione: RETTANGOLARE

Cls:				Acciaio lento:			
vert.	Z	Y		ferro	Z	Y	d[mm]   Af[cm <sup>2</sup> ]
1- 1	-50.	0.		1	47.	17.	14.   1.5394
1- 2	-50.	20.		2	36.6	17.	14.   1.5394
1- 3	50.	20.		3	26.1	17.	14.   1.5394
1- 4	50.	0.		4	15.7	17.	14.   1.5394
				5	5.2	17.	14.   1.5394
				6	-5.2	17.	14.   1.5394
				7	-15.7	17.	14.   1.5394
				8	-26.1	17.	14.   1.5394
				9	-36.6	17.	14.   1.5394
				10	-47.	17.	14.   1.5394
				11	47.	3.	14.   1.5394

---

12	36.6	3.	14.	1.5394
13	26.1	3.	14.	1.5394
14	15.7	3.	14.	1.5394
15	5.2	3.	14.	1.5394
16	-5.2	3.	14.	1.5394
17	-15.7	3.	14.	1.5394
18	-26.1	3.	14.	1.5394
19	-36.6	3.	14.	1.5394
20	-47.	3.	14.	1.5394

#### SOLLECITAZIONI AGENTI

Sforzi normali applicati in z= 0. ; y= 10. (baricentro CLS)

Convenzioni: N + trazione; Mz + fib.inferiori tese; My + fib.sinistra tese.

N.	N	Mz	My	Sol: ultima/agente = fs (>=1 OK)
1	0.	668800.	0.	

#### RISULTATI

Piani di equilibrio (eps= muz \* y +muy \* z + lam):

Sol.	muz	muy	lambda
1.	-.00013798183	0.	.00190260547

Deformazioni massime sui materiali:

	Cls				Acciaio lento				
sol	vert.	D cls	S cls	Ve	ferro	D ferri	S ferri	Ve	
1	1- 2	-.857	-95.	si	11.	1.4887	2977.3	si	

## 14. Conclusioni

A seguito degli esiti delle verifiche svolte si attesta la conformità delle stesse secondo la normativa di riferimento.