

# RISPOSTE ALLA RICHIESTA D'INTEGRAZIONE

A seguito della richiesta di integrazioni ricevuta con prot. 8527 del 03/05/2024 di cui alla pratica sismica n.5/D/2024, intestata a Realdo Mastini (L.R. "Vitroplant Italia srl"), relativa alla realizzazione di due fabbricati in carpenteria metallica, sito in via Zoffoli - 47030 Gambettola (FC), si chiarisce quanto segue:

## **IRREGOLARITÀ FORMALE DELLA DOCUMENTAZIONE AMMINISTRATIVA:**

### 1 corrispondenza tra le risultanze delle indagini geologica e geotecnica con il progetto strutturale:

1.1 Verifica di portanza delle fondazioni (§ 6.4.2 D.M.17/1/2018): aggiornare la verifica per le fondazioni del corpo centrale termica in funzione della quota di imposta delle stesse che differisce da quella individuata nella relazione geologica.

Si aggiorna la tavola:

### **1agg - BLOCCO SERVIZI - CT - FONDAZIONI - STRUTTURA IN ELEVAZIONE**

### 2 completezza della relazione illustrativa sintetica e analisi dei contenuti della stessa:

#### STRUTTURA CENTRALE TERMICA

2.1 Valutare gli effetti delle non linearità geometriche esplicitando il calcolo del parametro  $\theta = P \cdot dEr / (V \cdot h)$  (§ 7.3.1 D.M. 17/01/2018)

Premesso che per motivi tecnici e logistici la proprietà ha richiesto di posare in copertura un semplice pannello coibentato e non invece quello di realizzare una copertura più articolata così come verrà realizzata nella struttura a spogliatoio. Pertanto, questa si configura come un solaio deformabile e non infinitamente rigido; riportiamo, di seguito le risultanze a dimostrazione che nella valutazione degli effetti delle non linearità geometriche il parametro  $\theta$ , nelle due direzioni principali, è sempre minore di 1 e che vi è una perfetta coincidenza tra centro delle masse con quello delle rigidezze:

#### \*\*\* Gruppo di copertura: TRAVI DI COPERTURA

C.C	A_X [cm]	A_Y [cm]
1 Statica+(EX+λ*EY)	1.20	0.02
1 Statica+(λ*EX+EY)	0.36	0.01
2	0.00	0.02
3	0.00	0.02
4	0.00	0.01
5	0.00	0.01
7	0.52	0.02
8	0.00	0.14

#### \*\*\* analisi alla quota: 0.000

Gruppo di copertura: TRAVI DI COPERTURA		altezza interpiano: 306.00								
C.C	A_X [cm]	A_Y [cm]	d <sub>EX</sub> [cm]	d <sub>EY</sub> [cm]	FX	FY	FZ	θ_X	θ_Y	
1 Statica+(EX+λ*EY)	0.00	0.00	-1.20	-0.02	4691.04	307.90	21089.60	0.02	0.00	
1 Statica+(λ*EX+EY)	0.00	0.00	-0.36	-0.01	1407.44	92.38	21089.60	0.02	0.00	
2	0.00	0.00	-0.00	-0.02	0.00	0.08	21088.10	0.00	0.00	
3	0.00	0.00	-0.00	-0.02	0.00	0.05	15167.80	0.00	0.00	
4	0.00	0.00	-0.00	-0.01	0.00	0.11	9680.60	0.00	0.00	
5	0.00	0.00	-0.00	-0.01	0.00	0.01	8308.60	0.00	0.00	
7	0.00	0.00	-0.52	-0.02	4367.98	0.03	21089.80	0.01	0.00	
8	0.00	0.00	-0.00	-0.14	0.00	2568.72	21086.00	0.00	0.00	

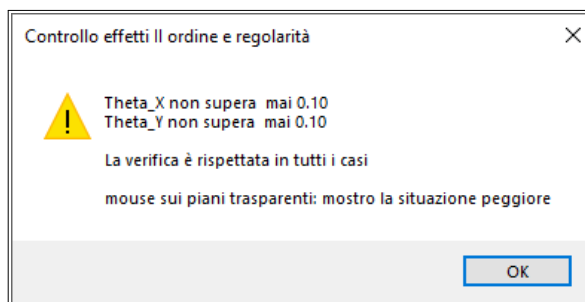
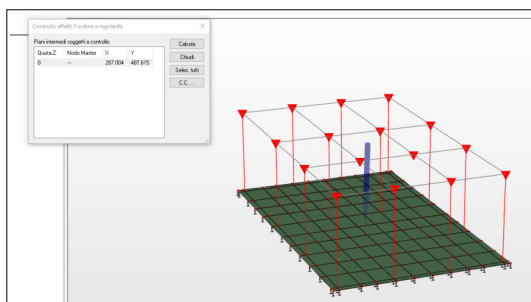
#### CONTROLLO REGOLARITÀ DELLA VARIAZIONE DELLA RIGIDEZZA LATERALE IN ALTEZZA

Livello	Quota [cm]	Rigidezza laterale X [kg/cm]	Variazione [%]	Rigidezza laterale Y [kg/cm]	Variazione [%]
0	0	5435.36	---	17540.21	---

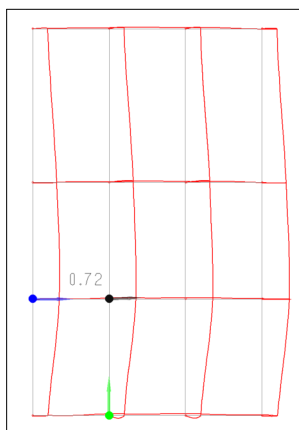
#### RIPARTIZIONE DELLE AZIONI TAGLIANTI AI PIANI

#### \*\*\* Piano rigido alla quota: 0.000

C.C	FX(Tot)	FX(Pil.) (%)	FX(Setti) (%)	FX(Pareti) (%)	FY(Tot)	FY(Pil.) (%)	FY(Setti) (%)	FY(Pareti) (%)
1 Statica+(EX+λ*EY)	4691	4691 100	0 0	0 0	308	308 100	0 0	0 0
1 Statica+(λ*EX+EY)	1407	1407 100	0 0	0 0	92	92 100	0 0	0 0



2.2 Verifica di deformabilità ai carichi orizzontali: esplicitare gli esiti del confronto tra i valori di spostamento ai carichi orizzontali (vento) con i limiti riportati in tab. 4.2.XIII D.M. 17/01/2018;



- Statica + vento X -

altezza montanti  $H = 306\text{cm}$ .

Spostamento massimo riscontrato nella condizione: "statica + vento in direzione X"

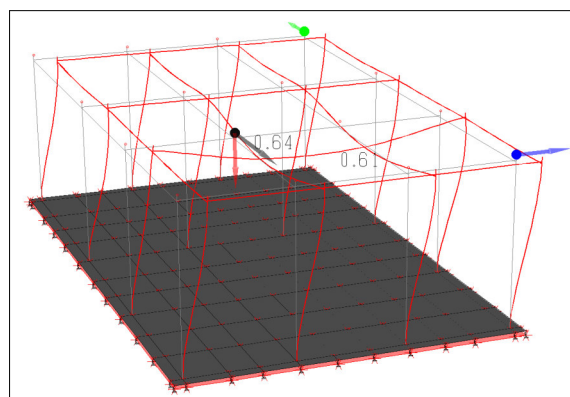
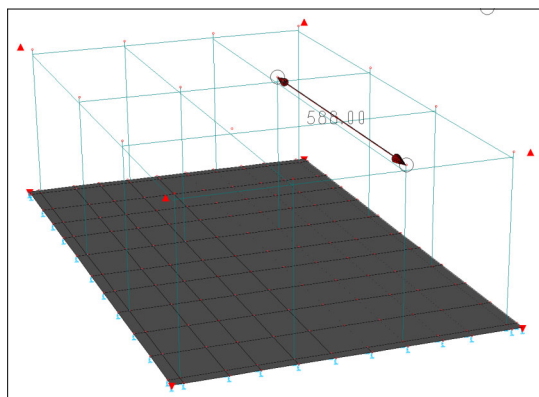
$\Delta = 0,72\text{cm}$  (§ 4.2.4.2.2 - Tab. 4.2.XIII - Limiti di deformabilità per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali)

condizione di: altri edifici monopiano – con limite superiore per gli spostamenti orizzontali pari a:  $1/300$  pertanto si ottiene:

$$\Delta / H = 0,72 / 306 = 0,0023 < 1/300 = 0,0033$$

**VERIFICA SODDISFATTA**

2.3 Verifica di deformabilità ai carichi verticali: chiarimenti circa la verifica condotta riportata in forma grafica a pagina 33 della relazione di calcolo e lo schema statico che non appare coerente con quello della struttura;



Direzione travi principali con lunghezza totale massima pari a:  $L_{\text{netta}} = 588\text{cm}$

Stati limite di esercizio:

deformazione totale nella condizione: "Statica di vento in direzione X" pari a:

$$\delta_{\text{max}} = 0,64\text{cm}$$

Pertanto si devono verificare gli spostamenti verticali agli stati limite di esercizio di cui al § 4.2.4.2.1 (§ Tab. 4.2.XII - Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie)

$$\delta_{\text{max}} / L_{\text{netta}} = 0,64 / 588 = 0,0011 < 1/250 = 0,004$$

**VERIFICA SODDISFATTA**

## STRUTTURA SPOGLIATOIO

### 2.4 Chiarire il tipo di modellazione effettuato per tenere conto della presenza di elementi non resistenti a compressione e la determinazione delle sollecitazioni sugli stessi;

Nella modellazione generale i controventi sono stati considerati come bielle svincolate alle estremità; invece, nel post-processione EC3 abbiamo optato per questo tipo di verifica, e cioè quello di incrementare lo sforzo normale massimo a trazione derivante dalla calcolazione del doppio e di verificare che la tensione caratteristica nel profilo sia inferiore a quella ammissibile.

Pertanto, si ottiene quanto segue:

#### **controventi UNP80 nei telai T13 e T17**

Valore massimo di sforzo normale di trazione:

$$V_{ed} = 8731 \text{ kg}$$

raddoppiando il valore ottenuto:

$$V_{ed}^* = 2 * 8731 \text{ kg} = 17462 \text{ kg}$$

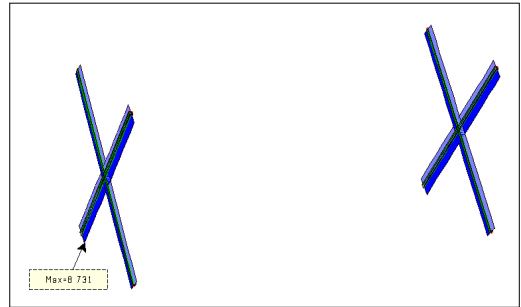
Utilizzando UNP80 in acciaio S235 JR ( $f_{yk} = 2350 \text{ Kg/cm}^2$ )

con sezione resistente  $A_r = 11 \text{ cm}^2$

Pertanto, si ottiene:

$$V_{ed}^* / A_r = 17462 / 11 = 1578 \text{ kg/cm}^2 < f_{yk}^* = 2350 / 1,05 = 2238 \text{ kg/cm}^2$$

**VERIFICA SODDISFATTA**



#### **controventi UNP120 nei telai T1 e T12**

Valore massimo di sforzo normale di trazione:

$$V_{ed} = 17839 \text{ kg}$$

raddoppiando il valore ottenuto:

$$V_{ed}^* = 2 * 17839 \text{ kg} = 35678 \text{ kg}$$

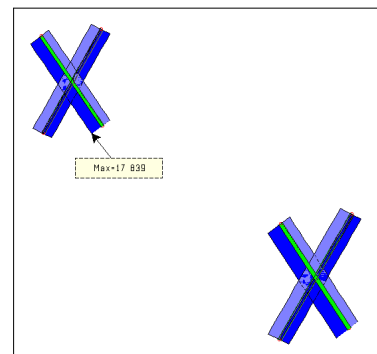
Utilizzando UNP120 in acciaio S235 JR ( $f_{yk} = 2350 \text{ Kg/cm}^2$ )

con sezione resistente  $A_r = 17 \text{ cm}^2$

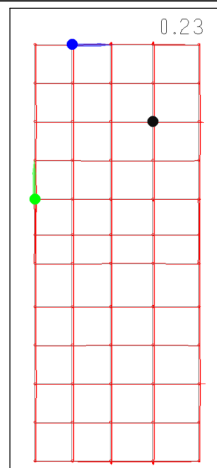
Pertanto, si ottiene:

$$V_{ed}^* / A_r = 35678 / 17 = 2098 \text{ kg/cm}^2 < f_{yk}^* = 2350 / 1,05 = 2238 \text{ kg/cm}^2$$

**VERIFICA SODDISFATTA**



2.5 Verifica di deformabilità ai carichi orizzontali: esplicitare gli esiti del confronto tra i valori di spostamento ai carichi orizzontali (vento) con i limiti riportati in tab. 4.2.XIII D.M. 17/01/2018;



- Statica + vento X -

altezza montanti H= 345cm.

Spostamento massimo riscontrato nella condizione: "statica + vento in direzione X"

$\Delta = 0,21\text{cm}$  (§ 4.2.4.2.2 - Tab. 4.2.XIII - Limiti di deformabilità per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali)

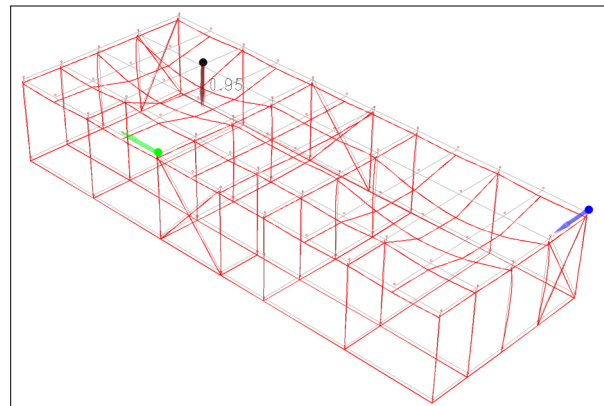
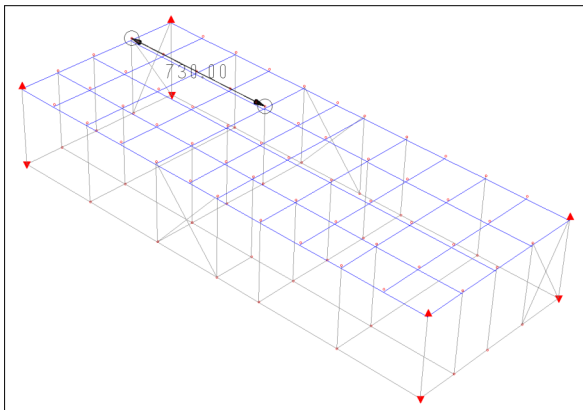
condizione di: altri edifici monopiano – con limite superiore per gli spostamenti orizzontali pari a: 1/300

pertanto si ottiene:

$$\Delta / H = 0,21 / 345 = 0,0006 < 1/300 = 0,0033$$

**VERIFICA SODDISFATTA**

2.6 Verifica di deformabilità ai carichi verticali: chiarimenti circa la verifica condotta riportata in forma grafica a pagina 33 della relazione di calcolo e lo schema statico che non appare coerente con quello della struttura;



Direzione travi principali con lunghezza totale massima pari a:  $L_{netta} = 730\text{cm}$

Stati limite di esercizio:

deformazione totale nella condizione: "Statica di vento in direzione Y" pari a:

$$\delta_{max} = 0,95\text{cm}$$

Pertanto si devono verificare gli spostamenti verticali agli stati limite di esercizio di cui al § 4.2.4.2.1

(§ Tab. 4.2.XII - Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie)

$$\delta_{max} / L_{netta} = 0,95 / 730 = 0,0013 < 1/250 = 0,004$$

**VERIFICA SODDISFATTA**

3 accuratezza della progettazione dei particolari esecutivi (limitatamente alle parti strutturali e ai collegamenti ritenuti più importanti):

3.1 Per entrambi i fabbricati definire il tipo dei tamponamenti, produrre il particolare esecutivo del collegamento degli stessi al fabbricato e la relativa verifica.

I tamponamenti saranno realizzati con pannelli sandwich tipo "MB WALL" della ditta Marcegaglia di spessore pari a 50mm con cartella da 0,4mm; saranno appoggiati a terra e fissati alla baraccatura laterale costituita da profili tubolari 40x60x3 e 80x80x3 la cui verifica è di seguito riportata.

**VERIFICA PANNELLI DI PARETE**

PANNELLO MB WALL ACCIAIO													
Spessore pannello	Spessore supporti	Carico massimo positivo uniformemente distribuito in kN/m <sup>2</sup>											
		▲ ▲ CAMPATA SINGOLA [m]						▲ ▲ ▲ ▲ CAMPATA MULTIPLA [m]					
mm	mm	2	2,5	3	3,5	4	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5
25	0,5/0,5	1,00	0,55				1,55	0,85					
	0,6/0,6	1,07	0,59				1,66	0,91	0,62				
30	0,4/0,4	0,76	0,41				1,00	0,63	0,38				
	0,5/0,5	1,50	0,80	0,50			1,98	1,25	0,75				
	0,6/0,6	1,61	0,86	0,54			2,15	1,34	0,80				
35	0,4/0,4	0,86	0,51	0,33			1,17	0,79	0,49	0,30			
	0,5/0,5	1,70	1,00	0,65			2,30	1,55	0,96	0,60			
	0,6/0,6	1,82	1,07	0,70	0,50		2,55	1,66	1,03	0,64			
40	0,4/0,4	1,01	0,73	0,48	0,29		1,52	0,96	0,66	0,47	0,33		
	0,5/0,5	2,00	1,43	0,95	0,58	0,40	3,00	1,90	1,30	0,92	0,65	0,45	
	0,6/0,6	2,15	1,53	1,02	0,62	0,43	3,12	2,05	1,39	0,98	0,70	0,48	
50	0,4/0,4	1,14	0,89	0,66	0,45	0,33	1,95	1,29	0,91	0,68	0,48	0,33	
	0,5/0,5	2,25	1,75	1,30	0,88	0,65	3,85	2,55	1,79	1,34	0,95	0,65	0,50
	0,6/0,6	2,40	1,87	1,39	0,94	0,70	4,00	2,80	1,92	1,44	1,02	0,70	0,54
60	0,4/0,4	1,37	1,12	0,86	0,61	0,46	2,33	1,62	1,17	0,91	0,66	0,41	0,30
	0,5/0,5	2,70	2,20	1,70	1,20	0,90	4,60	3,20	2,30	1,80	1,30	0,80	0,60
	0,6/0,6	2,90	2,40	1,82	1,28	0,96	4,80	3,38	2,48	1,93	1,39	0,86	0,64

Utilizzando un pannello di spessore pari a 50mm (con lamiere in acciaio sp.0.4mm), e con una luce massima pari a:

**STRUTTURA CENTRALE TERMICA**

Hct = 306cm ma con interasse di 110/112cm dei travi di baraccatura (nella scheda tecnica si parte da un minimo di 200cm)

**STRUTTURA SPOGLIATOIO**

Hspog = 346cm ma con interasse di 110/112cm dei travi di baraccatura (nella scheda tecnica si parte da un minimo di 200cm)

si ottiene dalla scheda tecnica un carico di esercizio, uniformemente distribuito sulla faccia esterna, che vale:

Q = 68 Kg/m<sup>2</sup>

Il carico di esercizio agente sulla parete, che non è che l'azione del vento, vale in entrambe le strutture:

q = 65 Kg/m<sup>2</sup> < 68 Kg/m<sup>2</sup> **VERIFICA SODDISFATTA**

**VERIFICA BARACCATURA LATERALE**

I pannelli sandwich di parete saranno appoggiati a terra e fissati alla baraccatura laterale costituita da profili tubolari 60x40x3 e 80x60x3 appoggiati ed imbullonati ad angolari saldati ai pilastri.

VERIFICA TUBO 60x40x3

Considerando lo schema statico di trave semplicemente appoggiata con carico uniformemente distribuito pari alla spinta del vento considerata pari a 65 Kg/m<sup>2</sup> si ha:

luce max: L = 1770mm = 1.77m interasse max: i = (2\*1100+40+2\*(40/2))/2 = 2280mm = 2.280m

$$q_{SLU} = (1.5 \times 65 \text{ Kg/m}^2) \times 2.280\text{m} = 222.3 \text{ Kg/m}$$

Il momento massimo di progetto vale:

$$M_{Ed} = q L^2 / 8 = 222.3 \times 1.77^2 / 8 = 87 \text{ Kgm}$$

Utilizzando tubolari 80x80x3 in acciaio S235 JR ( $f_{yk} = 2350 \text{ Kg/cm}^2$ ) con modulo di resistenza  $W = 8.46 \text{ cm}^3$  si determina il momento resistente ultimo che vale:

$$M_{c,Rd} = W_{el} \times f_{yk} / \gamma_{M0} = 2350 \times 8.46 / 1.05 = 18934 \text{ Kgcm} = 189 \text{ Kgm}$$

Essendo  $M_{Ed} = 87 \text{ Kgm} < M_{c,Rd} = 189 \text{ Kgm}$       **VERIFICA SODDISFATTA**

Il taglio massimo di progetto vale:

$$V_{Ed} = F_{v,Ed} = q L / 2 = 222.3 \times 1.77 / 2 = 197 \text{ Kg}$$

Il fissaggio avviene tramite un bullone M10 di classe 8.8 la cui resistenza a taglio ultima vale:

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0.6 \times 8000 \times 0.58 / 1.25 = 1114 \text{ Kg}$$

dove:

$$f_{tb} = \text{resistenza a rottura del materiale impiegato (8.8)} = 8000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_{res} = \text{area resistente del M12} = 0.58 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_{M2} = \text{coefficiente di sicurezza} = 1.25$$

Pertanto:

$$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} = 197 / 1114 = 0.18 \ll 1 \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

#### VERIFICA TUBO 80x60x3

Considerando lo schema statico di trave semplicemente appoggiata con carico uniformemente distribuito pari alla spinta del vento considerata pari a  $65 \text{ Kg/m}^2$  si ha:

$$\text{luce max: } L = 3750\text{mm} = 3.75\text{m} \quad \text{interasse max: } i = (2 \times 1100 + 60 + 2 \times (60/2)) / 2 = 2320\text{mm} = 2.320\text{m}$$

$$q_{SLU} = (1.5 \times 65 \text{ Kg/m}^2) \times 2.320\text{m} = 232 \text{ Kg/m}$$

Il momento massimo di progetto vale:

$$M_{Ed} = q L^2 / 8 = 232 \times 3.75^2 / 8 = 407.8 \text{ Kgm}$$

Utilizzando tubolari 80x60x3 in acciaio S235 JR ( $f_{yk} = 2350 \text{ Kg/cm}^2$ ) - modulo di resistenza  $W = 18.41 \text{ cm}^3$  si determina il momento resistente ultimo che vale:

$$M_{c,Rd} = W_{el} \times f_{yk} / \gamma_{M0} = 2350 \times 18.41 / 1.05 = 49238 \text{ Kgcm} = 412 \text{ Kgm}$$

Essendo  $M_{Ed} = 407.8 \text{ Kgm} < M_{c,Rd} = 492 \text{ Kgm}$       **VERIFICA SODDISFATTA**

Il taglio massimo di progetto vale:

$$V_{Ed} = F_{v,Ed} = q L / 2 = 232 \times 3.75 / 2 = 435 \text{ Kg}$$

Il fissaggio avviene tramite un bullone M12 di classe 8.8 la cui resistenza a taglio ultima vale:

$$F_{v,Rd} = 0.6 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M2} = 0.6 \times 8000 \times 0.84 / 1.25 = 3225 \text{ Kg}$$

dove:

$$f_{tb} = \text{resistenza a rottura del materiale impiegato (8.8)} = 8000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_{res} = \text{area resistente del M12} = 0.84 \text{ cm}^2$$

$$\gamma_{M2} = \text{coefficiente di sicurezza} = 1.25$$

Pertanto:

$$F_{v,Ed} / F_{v,Rd} = 435 / 3225 = 0.14 \ll 1 \quad \text{VERIFICA SODDISFATTA}$$

3.2 L'armatura delle travi di fondazione non rispetta i minimi di armatura previsti al § 7.2.5 D.M. 17/01/2018;

## STRUTTURA CENTRALE TERMICA

### Fondazione a platea

spessore di 35cm con doppia rete elettrosaldata del diametro  $\Phi 10/20 \times 20$ .

in un metro di sviluppo di fondazione si ha un'area della sezione trasversale pari a:

$A_{cls} = 35\text{cm} \cdot 100\text{cm} \cdot 0,1/\% = 3,50\text{cm}^2$  (§ 7.5.2 delle NTC 2018)

in un metro di sviluppo lineare, si hanno n° 5 tondini del diametro 10, e complessivamente un'armatura pari a:

$A_{arm\ long} = 5 \cdot 0,79 = 3,95\text{cm}^2$  (nelle due direzioni principali)

pertanto si ottiene che:

$A_{arm\ long} = 3,95\text{cm}^2 > A_{cls} = 3,50\text{cm}^2$  (§7.5.2 delle NTC 2018)    **VERIFICA SODDISFATTA**

Pertanto, si aggiorna la tavola **1agg - BLOCCO SERVIZI – CT - FONDAZIONI - STRUTTURA IN ELEVAZIONE**

## STRUTTURA BLOCCO SERVIZI - SPOGLIATOIO

### Fondazione superficiale con cordoli

sezione 60x60 e sezione 70x60 con entrambi i cordoli armati superiormente ed inferiormente con 4  $\Phi$  16

in un metro di sviluppo di cordolo si ha un'area della sezione trasversale pari a:

$A_{cls} = 60\text{cm} \cdot 60\text{cm} \cdot 0,2/\% = 7,20\text{cm}^2$  (§ 7.5.2 delle NTC 2018)

in un metro di sviluppo lineare, si hanno 4  $\Phi$  16, e complessivamente un'armatura pari a:

$A_{arm\ long} = 4 \cdot 2,01 = 8,04\text{cm}^2$  (nella direzione longitudinale)

pertanto si ottiene che:

$A_{arm\ long} = 8,04\text{cm}^2 > A_{cls} = 7,20\text{cm}^2$  (§7.5.2 delle NTC 2018)    **VERIFICA SODDISFATTA**

$A_{cls} = 70\text{cm} \cdot 60\text{cm} \cdot 0,2/\% = 8,40\text{cm}^2$  (§ 7.5.2 delle NTC 2018)

in un metro di sviluppo lineare, si hanno 5  $\Phi$  16, e complessivamente un'armatura pari a:

$A_{arm\ long} = 5 \cdot 2,01 = 10,05\text{cm}^2$  (nella direzione longitudinale)

pertanto si ottiene che:

$A_{arm\ long} = 10,05\text{cm}^2 > A_{cls} = 7,20\text{cm}^2$  (§7.5.2 delle NTC 2018)    **VERIFICA SODDISFATTA**

Pertanto, si aggiorna la tavola **2agg - BLOCCO SERVIZI – SPOGLIATOIO - FONDAZIONI**

Riassumendo, si aggiornano le seguenti tavole:

1agg - BLOCCO SERVIZI – CT - FONDAZIONI - STRUTTURA IN ELEVAZIONE

3agg - BLOCCO SERVIZI – SPOGLIATOIO - STRUTTURA IN ELEVAZIONE

Cesena, giugno 2024

Il Tecnico incaricato  
(Turchi ing. Pierpaolo)

