

ISTITUTO AUTONOMO PER LE CASE POPOLARI
DELLA PROVINCIA DI PALERMO

COMUNE DI PALERMO

PROGETTO STRUTTURALE ESECUTIVO

per la realizzazione di una piccola copertura in ferro a servizio del mercato storico di Ballarò in Piazza del Carmine all'Albergheria nel centro storico del comune di Palermo

RELAZIONE TECNICA

Calcestruzzo C 20/25

Acciaio tondi B 450C

Acciaio profilati S 235 protetti con vernice antiruggine

Il Progettista delle strutture

I Progettisti architettonici

Il Direttore dei Lavori

L'Impresa

Il Responsabile Unico del Procedimento

Premessa – Ubicazione area -

La presente relazione riguarda i lavori di realizzazione di una struttura coperta a servizio del mercato storico di Ballarò all'interno del quartiere dell'Albergheria nel centro storico di Palermo. Tale struttura consiste in una tettoia con struttura portante metallica e copertura in lastre metalliche.

L'area interessata è la Piazza del Carmine, sede del mercato storico di Ballarò e ricade nel centro storico di Palermo nel quartiere Albergheria, normato da apposito Piano particolareggiato approvato con Decreto n.581/DRU del 6/08/93, in zona posta sotto tutela archeologica dalla Soprintendenza con note n.1418 del 29/04/1987, n.1882 del 5/06/1987, 1732 del 9/04/2002, e lo stesso è assoggettato ope legis, in quanto di proprietà comunale, alle disposizioni di tutela dell'art.12 contenute nel D.Lgs.42/2004 "Codice dei Beni Culturali e del Paesaggio", per cui la Soprintendenza BB.CC.AA. di Palermo ha dato Autorizzazione n.1923/S15.3 del 10/04/2018 al fine della tutela monumentale dell'edificio, ai sensi degli artt.21 e 22 del D.Lgs.42/2004 ed a condizione per la valenza archeologica del sito.

Progetto strutturale

In particolare tale progetto riguarda la costruzione di una tettoia con struttura a portali, travi di controvento e barcarecci in acciaio, fondazioni superficiali in travi di conglomerato cementizio armato colleganti i pilastri alla base in due direzioni, copertura in lastre metalliche imbullonate agli arcarecci.

Sono state rispettate le norme del D.M.14/01/2008 e Circolare 617 del 2/02/2009 in quanto trattasi di opera pubblica del cui progetto strutturale è stato incaricato lo scrivente con nota n.19716 del 6/12/2017 e pertanto rientrante nella casistica di terza fattispecie ex art.2 comma 1 del D.M.17/01/2018 recante disposizioni transitorie.

Modalità esecutive di realizzazione della fondazione e della struttura sovrastante

Eseguita la rimozione delle basole e lo scavo a quota idonea, le travi di fondazione verranno realizzate previo getto di conglomerato magro di sottofondazione dosato a 200 kg/mc.. Effettuato il tracciamento e posizionate le relative armature, indi verranno posizionati i casseri di legname delle travi. E posizionate i ferri verticali dei sottopilastrini di conglomerato .

Quindi si procederà al getto del conglomerato cementizio delle travi, indi all'armatura metallica, predisposizione dei tirafondi metallici, cassetta e realizzazione dei sottopilastrini di conglomerato sino alla quota finita della piazza.

La struttura metallica sarà interamente saldata, con saldature di testa di prima classe per i portali principali, mentre sarà a cordoni d'angolo per le travi di collegamento nell'altra direzione.

I pilastri d'acciaio saranno vincolati al piede tramite piastra di base saldata agli stessi e tirafondi metallici imbullonati alla piastra ed annegati nei sottopilastrini di conglomerato.

Gli arcarecci di copertura saranno saldati sopra i portali con cordoni d'angolo e la lamiera sarà fissata agli stessi o ai tronchetti di spessoramento tramite bulloni, dadi, rondelle e cappellotti.

I tronchetti scatolari di spessoramento saranno della stessa sezione degli arcarecci e serviranno a differenziare di pochi cm le quote delle varie porzioni della lamiera di copertura per creare l'effetto di movimento spaziale voluto dal progettista architettonico.

Criteri adottati per il calcolo strutturale dell'edificio

Nel calcolo dell'edificio si è adottata l'analisi dinamica, e si è tenuto conto delle caratteristiche dell'acciaio, aventi le seguenti caratteristiche:

Acciaio profilati tipo S 235

peso specifico = 7.850 kg/mc

E = 2.100.000 kg/cmq

G = 850.000 kg/cmq

Calcestruzzo C 20/25

E =300.000 kg/cmq

Coeff. Poisson $\nu = 0,2$

$f_{cm} = 200$ kg/cmq

Acciaio in barre B 450C

$f_{tm} = 3.800$ kg/cmq

Le azioni termiche considerate sono le seguenti:

$\Delta T = 25^\circ C$

I parametri sismici di normativa assunti alla base dei calcoli sono i seguenti:

Lat:

38.1113117 N

Long:

13.3619976 E

Classe d'uso II

Vita nominale 50

Cat.Terreno B

Cat.topografica T1

Smorzamento 5% fatt.struttura 1

Parametri di Pericolosità Sismica

Stato Limite	Tr	$a_g=A_g/g$	F_o	T^*_c
Operatività (SLO)	30	0.043	2.338	0.229
Danno (SLD)	50	0.061	2.337	0.249
Salvag. Vita (SLV)	475	0.177	2.377	0.29
Collasso (SLC)	975	0.229	2.423	0.305

.....

Analisi dei carichi copertura

Carico neve

Il carico di neve è stato determinato utilizzando la formula di normativa (D.M.14/01/2008) per la zona climatica della Sicilia:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_e C_t$$

$$q_{sk} = 0,51 (1 + a_s / 481)^2 \text{ valida per } a_s \geq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$$

$$\mu_i = 0,8$$

e considerando la quota media del sito $a_s = 25 \text{ m}$ sul livello medio del mare si assume $q_s = 0,48 \text{ kN/mq}$.

Carico vento

Il carico di neve è stato determinato utilizzando la formula di normativa (D.M.14/01/2008) per la zona in esame:

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

Ponendo per l'inclinazione del tetto $\alpha = 18^\circ$

il coefficiente di forma $\mu_i = 1,047$ sopravento $\mu_i = -0,6$ sottovento

il coefficiente d'esposizione $C_e = 1,63$

il coefficiente di topografia $C_t = 1$

riesce $q_s = 0,84 \text{ kN/mq}$ sopravento $q_s = -0,48 \text{ kN/mq}$ sottovento

Pesi copertura in metallo

Peso proprio G_1

Arcarecci $80 \times 80 \times 4$ $i = 50 \text{ cm}$ $0,18 \text{ kN/mq}$

Pesi propri non strutturali G_2
Lamiera copertura 0.05 kN/mq

Nel tabulato di calcolo viene considerata in tutte le combinazioni la presenza del vento, dei carichi strutturali e non strutturali portati per intero, la presenza della neve con coefficiente di partecipazione $\psi = 0,5$ + le varie combinazioni di azione sismica e azione termica.

Calcolo arcarecci

E' stata eseguita un'analisi per soli carichi verticali, considerando gli arcarecci semplicemente appoggiati alle estremità, determinando il momento sollecitante in mezzeria allo stato limite ultimo

$$M_d = q \times L^2 / 8$$

ed il taglio sollecitante ultimo

$$V_d = q \times L / 2$$

Dove $q = 1,3 \times (G_1 + G_2) + 1,5 \times Q$

Dove G_1 = peso proprio del solaio

G_2 = pesi propri non strutturali

Q = carichi accidentali

Nel caso il profilato è inclinato rispetto all'orizzontale di un angolo θ_0 , si scompongono le sollecitazioni nei due assi principali d'inerzia del profilato, si calcola il momento d'inerzia mediante la formula

$$I_y = \frac{I_x + I_y}{2} - \frac{I_x - I_y}{2} \cos 2\theta_0 + I_{xy} \sin 2\theta_0$$

si esegue la verifica allo stato limite ultimo, assumendo i momenti sollecitanti ultimi della sezione in ambo le direzioni principali e verificando che si rispetti la seguente formula:

$$M_{y,Ed}/M_{y,Rd} + M_{x,Ed}/M_{x,Rd} \leq 1$$

si esegue pertanto la verifica allo stato limite di esercizio verificando che siano rispettate le disequazioni:

Tipologia strutturale	δ_{max}/L	δ_2/L
Coperture in generale	0,005	0,004
Coperture praticabili	0,004	0,003
Solai in generale	0,004	0,003
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	0,004	0,003
Solai che supportano colonne	0,0025	0,002
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	0,004	0,002

Calcolando la freccia max δ_{max} con la nota formula

$$\delta_{max} = 5/384 \times p \times L^4 / (EI)$$

dove $p = G_1 + G_2 + Q$

e la freccia per i soli carichi accidentali

$$\delta_2 = 5/384 \times Q \times L^4 / (EI)$$

Riesce:

CARATTERISTICHE PROFILO			
TUBOLARE 80X80X4 S235	N° profili		1
J_y [cm ⁴]	114,00	J_x [cm ⁴]	114,00
g [kN/ml]	0,09	J_z [cm ⁴]	180,00
$V_{y,Rd}$ [kN]	77,53	$V_{x,Rd}$ [kN]	77,53
$M_{y,Rd}$ [kNm]	7,60	$M_{x,Rd}$ [kNm]	7,60
L [m]	5,40	i [m]	0,70
Inclinazione [°]	18,00	J'_y [cm ⁴]	3371,00
ANALISI DEI CARICHI			
Peso proprio G_1	0,18	[kN/mq]	0,09 [kN/ml]
P.P. portati G_2	0,05	[kN/mq]	0,00 [kN/ml]
P.P. portati G_2	0,00	[kN]	
Accidentali Q	1,10	[kN/mq]	0,00 [kN/ml]
Accidentali Q	0,00	[kN]	

STATO LIMITE ULTIMO			
q [kN/m]	1,49	P [kN]	0,00
V _{y,Ed} [kN]	4,03	M _{Ed} [kNm]	5,44
V _{y,Ed} /V _{y,Rd}	0,05	V _{x,Ed} /V _{x,Rd}	0,02
M _{y,Ed} /M _{y,Rd}	0,68	M _{x,Ed} /M _{x,Rd}	0,22
M _{y,Ed} /M _{y,Rd} + M _{x,Ed} /M _{x,Rd} ≤ 1		0,90 ≤ 1	
VERIFICA SODDISFATTA			
STATO LIMITE DI ESERCIZIO			
Tipologia strutturale:			
Coperture in generale			
G ₁ +G ₂ [kN/m]	0,26	Q [kN/m]	0,77
G ₂ [kN]	0,00	Q [kN]	0,00
δ _{2, LIM} [cm]	2,16	δ ₂ [cm]	0,12
δ _{max, LIM} [cm]	2,70	δ _{max} [cm]	0,16
VERIFICA SODDISFATTA			
Palermo Piazza del Carmine struttura piccola			

Analisi dei carichi copertura

Carico neve

Il carico di neve è stato determinato utilizzando la formula di normativa (D.M.14/01/2008) per la zona climatica della Sicilia:

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_e C_t$$

$$q_{sk} = 0,51 (1 + a_s / 481)^2 \text{ valida per } a_s \geq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$$

$$\mu_i = 0,8$$

e considerando la quota media del sito a $s = 25$ m sul livello medio del mare si assume $q_s = 0,48$ kN/mq.

Carico vento

Ponendo per l'inclinazione del tetto $\alpha = 18^\circ$

il coefficiente di forma $\mu_i = 1,047$ sopravento $\mu_i = -0,6$ sottovento

il coefficiente d'esposizione $C_e = 1,63$

il coefficiente di topografia $C_t = 1$

riesce $q_s = 0,84$ kN/mq sopravento $q_s = -0,48$ kN/mq sottovento

Copertura in metallo

Peso proprio G_1

Arcarecci 80x80x4 i = 50 cm 0,18 kN/mq

Pesi propri non strutturali G_2

Lamiera copertura 0.05 kN/mq

Codice di calcolo struttura tridimensionale

Il codice di calcolo della struttura metallica è il "Computer Design of Structures" della S.T.S. s.r.l. con sede in S.Agata Li Battiati (CT), n. di licenza 24234 in uso all'Istituto Autonomo Case Popolari di Palermo.

Relazione materiali

I materiali adottati saranno i seguenti:

Acciaio in barre del tipo B 450 C

Acciaio in profilati tipo S 235 verniciato con pittura antiruggine

Conglomerato cementizio delle fondazioni, del tipo C 20/25 classe d'esposizione XC1, XC2 e classe di consistenza S4

Validazione calcoli

Si calcolano il momento flettente ed il taglio di un barcareccio.

Il carico uniformemente distribuito applicato è $q = 1,3 \times 0,18 + 1,5 \times 1,15 = 1,96 \text{ kN/mq}$

$$M_{E,d} = 0,70 \times 1/8 \times 1,96 \times 5,40^2 = 5,00 \text{ kNm}$$

$$V_{E,d} = 0,70 \times 1/2 \times 1,96 \times 5,40 = 3,71 \text{ kN}$$

Valori che confrontati con i corrispondenti del foglio di calcolo $M = 5,24 \text{ kNm}$ e $V = 3,87 \text{ kN}$ danno valori poco discosti.

Verifica saldature tra elementi di collegamento

Allo stato limite ultimo le azioni di calcolo sui cordoni d'angolo si distribuiscono uniformemente sulla sezione di gola.

Nel seguito si indicano con σ_{\perp} la tensione normale e con τ_{\perp} la tensione tangenziale perpendicolari all'asse del cordone d'angolo, agenti nella sezione di gola nella sua posizione effettiva, e con σ_{\parallel} la tensione normale e con τ_{\parallel} la tensione tangenziale parallele all'asse del cordone d'angolo. La tensione normale σ_{\parallel} non influenza la resistenza del cordone.

Considerando la sezione di gola nella sua effettiva posizione, si può assumere la seguente condizione di resistenza

$$[\sigma_{\perp} + 3(\tau_{\perp} + \tau_{\parallel})]_{0,5} \leq f_{tk} / (\beta \gamma_{M2}),$$

dove

f_{tk} è la resistenza a rottura del più debole degli elementi collegati,

$\beta = 0,80$ per acciaio S235, $0,85$ per acciaio S275, $0,90$ per acciaio S355, $1,00$ per acciaio S420 e S460.

Nodo trave - trave

Si verifica la sollecitazione più gravosa riscontrata nella trave principale 3-5 alla quota 3,60 il cui profilo è HEA 160 e viene collegato alla trave del portale HEA 240.

Le sollecitazioni all'incastro sono $M_x = 423 \text{ kgm}$

$$V = 209 \text{ kg}$$

$$e = M_x/V = 2,024 \text{ m}$$

Adottando due cordoni verticali 6 x130 mm (sezione di gola 4,2x130 mm) e due cordoni orizzontali 6 x 160 mm (sezione di gola 4,2 x 160 mm) per l'assorbimento del momento flettente riesce:

INPUT	OUTPUT	VERIFICA (D.M. 2008)						
Definizione dell'azione V = <input type="text" value="4230"/> [N] e = <input type="text" value="2024"/> [mm]	Cordoni paralleli all'azione = <input type="text" value="3,87"/> [N/mm ²] Cordoni ortogonali all'azione $\sigma_{\perp, \max}$ = <input type="text" value="18,96"/> [N/mm ²]	EN10025 - S235 / S235 W Metodo direzionale $\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_{tk}}{\beta \gamma_{M2}}$ <table border="0"> <tr> <td>paralleli</td> <td>6,71 < 360,00</td> <td>Verificato</td> </tr> <tr> <td>Cordoni ortogonali</td> <td>18,96 < 360,00</td> <td>Verificato</td> </tr> </table>	paralleli	6,71 < 360,00	Verificato	Cordoni ortogonali	18,96 < 360,00	Verificato
paralleli	6,71 < 360,00	Verificato						
Cordoni ortogonali	18,96 < 360,00	Verificato						
Definizione della geometria dell'unione Cordoni paralleli all'azione h = <input type="text" value="130"/> [mm] a _{1w} = <input type="text" value="4,2"/> [mm] A _{1w} = <input type="text" value="546"/> [mm ²] Cordoni ortogonali all'azione l = <input type="text" value="160"/> [mm] a _{2w} = <input type="text" value="4,2"/> [mm] A _{2w} = <input type="text" value="672"/> [mm ²]								

Nodo pilastro – piastra di base

Si verifica la sollecitazione più gravosa riscontrata nel pilastro 5 il cui profilo è HEA 240 all'attacco con la piastra di base per due combinazioni di carico.

Adottando due cordoni verticali paralleli all'asse x 6x 180 mm e due cordoni paralleli all'asse y esterni 10 x 240 mm + quattro cordoni interni 6 x 80 mm.

Viene effettuata la verifica delle saldature della trave alla piastra di base, utilizzando la formula di normativa e le formule di normativa come segue:

$$[\sigma_{\perp 2} + 3(\tau_{\perp 2} + \tau_{\parallel 2})]_{0,5} \leq f_{tk} / (\beta \gamma_{M2})$$

riesce:

Nodo base colonna

Pilastro	Comb.carico	Nsd	Mxsd	Mysd	Vxd	Vyd
5	13	7678	966	41	2	1180

Verifica saldature pilastro - piastra di base

quota 0,00 HE240A

Cordoni saldature		esterni	interni			
paralleli asse x		2x180x6				
paralleli asse y		2x240x10	2x160x6			
Jx	Jy		A			
cm ⁴	cm ⁴		cm ²			
4779	9617		89			
Comb.carico	σ_{Mx}	σ_{My}	σ_N	τ_x	τ_y	σ_{id}
	kg/cmq	kg/cmq	kg/cmq	kg/cmq	kg/cmq	kg/cmq
6	243	5	86	0	13	335
						< 3600
						verificato

Pilastro	Comb.carico	N (kg)	Mx (kgm)	My (kgm)	Tx (kg)	Ty (kg)
5	10	5545	321	889	403	619

Verifica saldature pilastro - piastra di base

quota 0,00 HE200A

Cordoni saldature		esterni	interni			
paralleli asse x		2x180x6				
paralleli asse y		2x240x10	2x160x6			
Jx	Jy		A			
cm ⁴	cm ⁴		cm ²			
4779	9617		89			
Comb.carico	σ_{Mx}	σ_{My}	σ_N	τ_x	τ_y	σ_{id}
	kg/cmq	kg/cmq	kg/cmq	kg/cmq	kg/cmq	kg/cmq
6	81	111	62	5	7	255
						< 3600
						verificato

Verifica piastra di base e tirafondi allo stato limite ultimo

Si calcola la sezione di calcestruzzo d'appoggio allo stato limite ultimo, considerando l'armatura dei 4 tirafondi da 20 mm.

Di seguito si considera il pilastro 5 per le due combinazioni di carico precedentemente considerate.

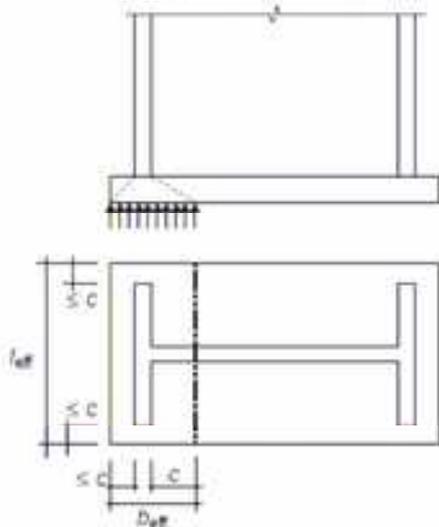
L'Eurocodice 3 Parte 1-8 "Progettazione dei collegamenti", affronta il problema al §6.2.8 "Resistenza di progetto delle basi delle colonne con piatti di base", con riferimento anche al §6.2.5 "Elementi a T equivalenti in compressione".

L'area efficace in compressione è rappresentata in figura, nella quale il valore dello sbalzo c si ottiene dalla resistenza a flessione della flangia soggetta alle pressioni del calcestruzzo uniformemente distribuite f_{jd} (resistenza di contatto del giunto).

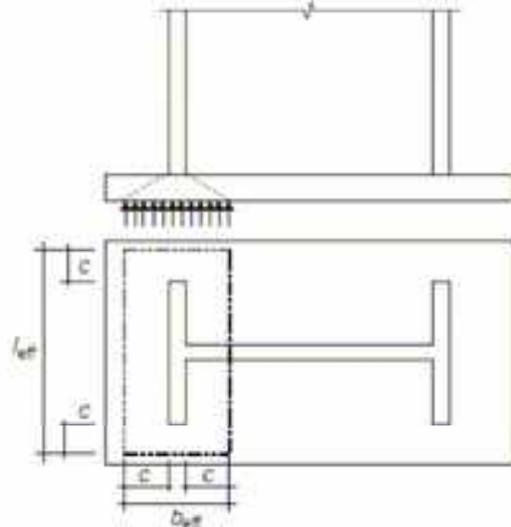
Dalla verifica a flessione della flangia si ha:

$$m_{ed} = f_{jd} c^2 / 2 \leq m_{Rd} = f_{yd} W_{el} = f_{yd} I t^2 / 6$$

$$c < t (f_{yd} / 3 f_{jd})^{1/2}$$



(a) Short projection



(b) Large projection

Area efficace in compressione

Il valore f_{jd} della resistenza di contatto del giunto può essere assunto pari alla resistenza di progetto f_{cd} del calcestruzzo, incrementata per tener conto che si tratta di una pressione localizzata. Secondo l'Eurocodice 2 §6.7 "Pressioni localizzate" si può assumere una resistenza a compressione ultima:

$$f_{Rdu} = f_{cd} A_{c1} / A_{c0} \leq 3,0 \cdot f_{cd}$$

nella quale A_{c0} è l'area caricata e A_{c1} è l'area che si ottiene per diffusione nella direzione A della forza con angolo di 27° . Se lo spessore h del plinto non è sufficiente, l'area A_{c1} deve essere troncata.

Tenendo conto della minor resistenza della malta di rinaffo si può assumere:

$$f_{jd} = \beta_j f_{Rdu} \text{ con } \beta_j = 2/3$$

Nel caso in esame con calcestruzzo C20/25 si ha:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0,85 \cdot 20 / 1,5 = 11,3 \text{ MPa}$$

$$\text{per cui } f_{jd} = 22,7 \text{ MPa}$$

La resistenza della zona compressa è:

$$F_{cRd} = f_{jd} A_c$$

Per l'equilibrio alla traslazione deve essere:

$$C - T = N_{Ed}$$

Il momento resistente si calcola, rispetto al centro della sezione, con $T = F_{t,Rd}$ e con $C = T + N_{Ed}$

$$M_{Rd} = T z_t + C z_c > M_{Ed}$$

Dove z_t e z_c sono i rispettivi bracci

Verifica a flessione della piastra

La piastra è automaticamente verificata per quanto riguarda il momento flettente indotto dalle pressioni del cls, avendo limitato la larghezza c efficace. Per quanto riguarda il momento indotto dai tirafondi si ha:

- momento sollecitante:

$$M_{ed} = F_{tRd} d$$

- momento resistente:

$$M_{Rd} = f_y W_{el} / \gamma_{M0}$$

L'ancoraggio dei tirafondi è garantito dalla piastra d'estremità D= 100 mm che contrasta il tiro mediante compressione del calcestruzzo.

Piastre d'ancoraggio pilastri alle travi di fondazione

Pilastro	Comb.carico	Nsd	Mxsd	Mysd	Vxd	Vyd
5	13	7678	966	41	2	1180
quota 0,00	HE240A					

Verifica piastra a flessione

Dimensioni piastra (mm)

360x360x30

Distanza fori dai bordi piastra (mm)

35

momento resistente piastra(calcolo zona di contatto addizionale)

(kgm)

212

momento sollecitante piastra (calcolo zona di contatto addizionale)

(kgm)

34

Wpiastra

(cm³)

54,00

larghezza zona di contatto addizionale

c

(cm)

5,4

Verifica tirafondi (dimensioni in mm)

Diametro

20

numero

4

Forza resistente di trazione (si considerano due tirafondi)

(kg)

25515

Area della base D= 100 mm (si considerano due tirafondi)

(cm²)

150,72

Forza resistente di compressione del calcestruzzo sulla piastra di base del tirafondo

(kg)

34213

Verifica piastra per sollecitazioni indotte dal cls

Forza sollecitante di compressione sulla piastra (zona efficace)	Forza resistente di compressione sulla piastra (zona efficace)	Momento resistente della piastra (zona efficace)
(kg)	(kg)	(kgm)
17837	95617	15174

Verifica piastra per sollecitazioni indotte dai tirafondi

Momento sollecitante della piastra (zona efficace)	Momento resistente della piastra (zona efficace)
(kgm)	(kgm)
383	1209

Pilastro	Comb.carico	N (kg)	Mx (kgm)	My (kgm)	Tx (kg)	Ty (kg)
5	10	5545	321	889	403	619
quota 0,00	HE240A					

Verifica piastra a flessione

Dimensioni piastra (mm)

360x360x30

Distanza fori dai bordi piastra (mm)

50

momento resistente piastra(calcolo zona di contatto addizionale)

(kgm)

212

momento sollecitante piastra (calcolo zona di contatto addizionale)

(kgm)

34

Wpiastra

(cm³)

54,00

larghezza zona di contatto addizionale

c

(cm)

5,4

Verifica tirafondi (dimensioni in mm)

Forza resistente di trazione (si considerano due tirafondi)

Area della base D= 100 mm (si considerano due tirafondi)

Forza resistente di compressione del calcestruzzo sulla piastra di base del tirafondo

Diametro	numero	(kg)	(cm2)	(kg)
20	4	25515	150,72	34213

Verifica piastra per sollecitazioni indotte dal cls

Forza sollecitante di compressione sulla piastra (zona efficace)	Forza resistente di compressione sulla piastra (zona efficace)	Momento resistente della piastra (zona efficace)
(kg)	(kg)	(kgm)
19970	95617	15174

Verifica piastra per sollecitazioni indotte dai tirafondi

Momento sollecitante della piastra (zona efficace)	Momento resistente della piastra (zona efficace)
(kgm)	(kgm)
383	1209