

PROGETTO E VERIFICA DELLA PIATTABANDA

1) Introduzione

L'architrave o piattabanda è l'elemento necessario a creare aperture nelle pareti di muratura.

È un elemento architettonico orizzontale non spingente portato, perché non tocca il suolo, ma scarica il suo peso su altri elementi (piedritti), ma allo stesso tempo è anche elemento portante perché regge il peso della muratura che lo sovrasta.

Tali elementi strutturali, rappresentano punti di indebolimento perché costringono le tensioni verticali a subire deviazioni, con concentrazione di tensioni ed insorgenza di trazioni in alcune zone della muratura.

L'architrave scelto per la presente verifica di progetto è realizzata con putrelle in acciaio del tipo IPE 140.

Il carico che è stato considerato agente sull'architrave è racchiuso in un triangolo equilatero di lato pari alla larghezza del vano.

Qualora la zona triangolare di carico incontra un solaio è necessario considerare un carico aggiuntivo dato dalla parte di solaio che ricade nel triangolo.

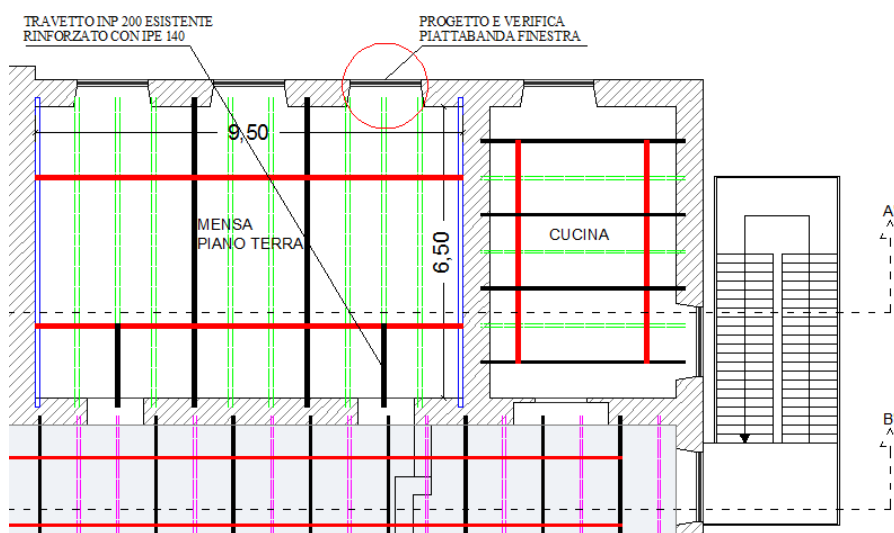
La verifica secondo quanto previsto dalle NTC del D.M. 14.01.2008 è stata effettuata secondo il metodo degli stati limite.

2) Normativa di riferimento

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione è la seguente:

- 1) Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, e strutture metalliche (Legge 05/11/71, n.1086 e D.M. 14/02/92 e D.M. 09/01/96).
- 2) Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche (Legge 2/02/74 n.64 e D.M. 16/01/96).
- 3) Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi (D.M. 6/01/96).
- 4) Decreto del Ministero delle infrastrutture. Norme tecniche per le costruzioni (D.M. 14-1-2008)
- 5) Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle infrastrutture

1) PROGETTO E VERIFICA DELLE PIATTABANDE DA PORRE SOPRA LE FINESTRE DELLE AULE E DEI CORRIDOI DEL PIANO PRIMO E SECONDO



3) Schema di calcolo

L'intervento riguarda essenzialmente la posa in opera di travi IPE 140 con saetoni inclinati di 8° (pseudoorizzontali) posti a consolidamenti di alcuni travetti dei solai delle aule del piano terra e primo del plesso scolastico del Comune di Allumiere, i quali sotto l'azione dei carichi dinamici presentano problemi di vibrazione. Tali travetti saranno saldati longitudinalmente, a passo di pellegrino, e per tutta la loro estensione sull'ala posta all'intradosso dei travetti IPN 200 costituenti i solai delle aule del piano terra e primo, mentre le parti estremali verranno ancorate alle murature portanti dell'edificio mediante delle piastre e barre filettate con ancorante chimico.

Lo schema statico adottato per il calcolo ed il progetto della piattabanda è quello di una trave appoggiata – appoggiata ed il carico considerato come agente sull'architrave è quello racchiuso all'interno di un triangolo equilatero di lato pari alla larghezza del vano. Qualora la zona di triangolo incontra un solaio, oltre a considerare il peso proprio dei profilati metallici costituenti l'architrave e il carico della muratura sovrastante avente una distribuzione di tipo triangolare, con momento massimo in mezzzeria, si considererà un carico aggiuntivo dato dalla parte di solaio che ricade nel triangolo.

Quest'ultimo potrà essere trascurato qualora siano presenti cordoli di piano in c.a. oppure qualora la distanza tra architrave e solaio è di circa 1 mt.

4) Dati Geometrici delle finestre

Larghezza del vano finestra : $b = 150 \text{ cm}$

Altezza del vano finestra : $h = 250 \text{ cm}$

Spessore della muratura (parapetto) $s = 20 \text{ cm}$

Distanza della piattabanda dal solaio sovrastante $= 0,30 \text{ cm}$

Profilato metallico di consolidamento travetti IPN 200 = IPE 140

Numero di profilati che compongono la piattabanda $= 1 \text{ HEA } 140$

Peso proprio IPE 140 $= 0,129 \text{ KN/mt}$

Peso proprio HEA 140 $= 0,247 \text{ KN/mt}$

Altezza del profilato metallico HEA 140 : 14 cm

Larghezza del profilato metallico HEA 140 $b = 14 \text{ cm}$

Lunghezza dell'appoggio dell'architrave all'interno della muratura $a = 20 \text{ cm}$

5) Caratteristica dei materiali esistenti ed impiegati

Acciaio:

Acciaio del tipo S352 UNI EN 10052-2

Resistenza caratteristica a rottura $f_{tk} = 360 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Resistenza caratteristica di snervamento $f_{yk} = 235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Resistenza di calcolo $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = 204,35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Modulo elastico $E = 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Muratura

Spessore della muratura (parapetto finestra) $s = 20 \text{ cm}$

Peso specifico della muratura $\gamma = 20,00 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$

Resistenza caratteristica della muratura in mattoni pieni e malta di calce $f_k = 0,24 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$

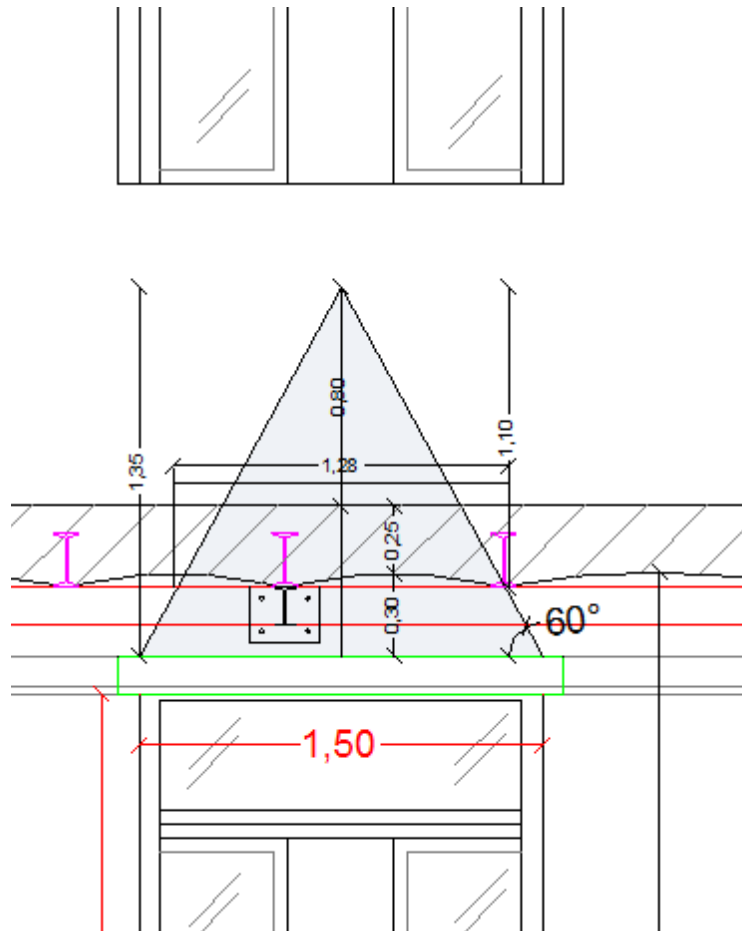
6) Calcolo lunghezza ed altezza triangolo di carico agente sull' architrave

Calcolo della lunghezza teorica di calcolo dell' architrave

$$l_0 = l \cdot 1.05 = 1.50 \cdot 1.05 = 1.58 \text{ mt}$$

Calcolo dell' altezza del triangolo equilatero di scarico sull' architrave :

$$\mathbf{h}_0 = \frac{l_0}{2} \cdot \tan 60^\circ = \frac{1.58}{2} \cdot \tan 60^\circ = 1.35 \text{ m}$$



7) Analisi dei carichi agenti sull' architrave

Peso della Muratura gravante sull' architrave

Il peso del prisma di muratura che grava sull' architrave ,risulta:

$$P_m = \left(\frac{1}{2} \cdot 1.35 \text{ mt} \cdot 1.58 \text{ mt} \cdot 0.20 \text{ mt} \right) \cdot 20 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} = \mathbf{4.05 \text{ KN}}$$

Il quale si ripartisce con diagramma triangolare il cui valore di sollecitazione massimo in mezzzeria vale:

$$\text{Peso di progetto della muratura } G_m = \frac{2 \cdot 4.05 \text{ KN}}{1.58 \text{ mt}} \cdot 1.30 = 6.65 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

Il triangolo di carico delimita una striscia del solaio che appoggia sul muro pari ha:

Peso del solaio agente sull' architrave

Calcolo della striscia di solaio gravante sull' architrave

Il triangolo di carico interseca una striscia di solaio le cui dimensioni geometriche possono essere ricavate mediante una similitudine fra triangoli:

$$\text{Larghezza: } l_0 : h_0 = l_1 : h_1 \text{ da cui } l_1 = \frac{l_0 \cdot h_1}{h_0} = \frac{1.58 \cdot 1.10}{1.35} = 1.28 \text{ mt}$$

$$\text{Lunghezza} = \frac{6.50}{2} = 3.25 \text{ mt (metà luce solaio)}$$

8) Analisi dei carichi agenti su un metro quadrato di solaio

Luce di influenza solaio = 3.25 mt

Interasse travetti = 0.90 mt

- Carichi Permanenti Strutturali G_1

Peso proprio profilati IPN200 = 0,262 kN/m

Peso proprio voltine in laterizio = 0,055m x 8 kN/m = 0,44 kN/m²

Peso riempimento lapideo voltine (smedio=12cm) = 0,12x16kN/m3 = 1,92 kN/m²

Peso proprio trave di consolidamento IPE 140 = 0,129 kN/m

$$G_1 = 2,77 \text{ kN/m}^2$$

- Carichi Permanenti non Strutturali G_2

Malta di allettamento (bastarda) = 0,03x16kN/m3 = 0,48 kN/m²

Pavimentazione in marmittoni di cemento (s = 3cm) = 0,75 kN/m²

$$G_2 = 1,23 \text{ kN/m}^2$$

- Carichi Variabili Q

$$Q \text{ (D.M. 14/01/2008)} = 3.00 \text{ kN/m}^2$$

9) Calcolo del Peso di progetto prodotto da un metro quadrato di solaio

La verifica agli stati limiti ultimi deve essere eseguita per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura in esame valutandone gli effetti secondo la combinazione fondamentale delle azioni che prevede che i carichi debbano essere amplificati moltiplicando il valore caratteristico del carico per un coefficiente parziale che varia a seconda se il carico è permanente strutturale, permanente non strutturale (portato) oppure un carico variabile

$$F_d = G_1 \cdot \gamma_{g1} + G_{21} \cdot \gamma_{g2} + Q_1 \cdot \gamma_{q1}$$

Carichi	Effetto	Coefficiente parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1) STR	(A2) GEO
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Permanenti non strutturali ⁽¹⁾	Favorevole	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Variabili	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Da cui :

$$\text{Peso proprio solaio di progetto } G_1 = 2,77 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot 1,30 = 3,60 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Peso carico portato di progetto } G_2 = 1,23 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot 1,50 = 1,85 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Peso carico variabile } Q_1 = 3,00 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \cdot 1,50 = 4,50 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Carico di progetto del solaio } F_d = G_1 \cdot \gamma_{g1} + G_{21} \cdot \gamma_{g2} + Q_1 \cdot \gamma_{q1} = 3,60 + 1,85 + 4,50 = 9,95 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Quindi il carico uniformemente distribuito trasmesso dal solaio su tutto l'architrave è pari a:

$$f = \frac{(1,28 \text{ mt} \cdot 3,25 \text{ mt}) \cdot 9,95 \text{ KN/m}^2}{1,58 \text{ mt}} = 26,19 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

10) Calcolo delle sollecitazioni agenti sull' architrave

$$\text{Peso proprio di progetto profilato IPE} = 0,129 \frac{\text{KN}}{\text{mt}} \cdot 1,3 = 0,168 \frac{\text{KN}}{\text{mt}} \text{ (distribuzione uniforme)}$$

$$\text{Peso solaio agente su architrave} = 26,19 \frac{\text{KN}}{\text{mt}} \text{ (distribuzione uniforme)}$$

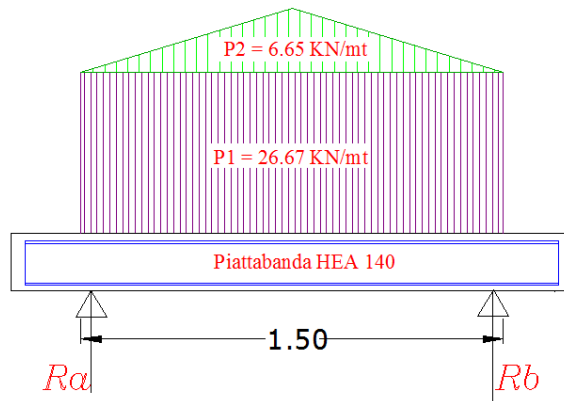
$$\text{Peso proprio di progetto profilato HEA} = 0,247 \frac{\text{KN}}{\text{mt}} \cdot 1,3 = 0,32 \frac{\text{KN}}{\text{mt}} \text{ (distribuzione uniforme)}$$

$$\text{Peso della muratura gravante sull' architrave} = 6,65 \frac{\text{KN}}{\text{mt}} \text{ (distribuzione triangolare)}$$

Pertanto i carichi di progetto agenti sul mio architrave saranno:

$$\text{Carico uniformemente distribuito } P_1 = \left(0,168 \frac{\text{KN}}{\text{mt}} + 26,19 \frac{\text{KN}}{\text{mt}} + 0,32 \frac{\text{KN}}{\text{mt}} \right) = 26,67 \frac{\text{KN}}{\text{mt}}$$

$$\text{Carico triangolare distribuito } P_2 = 6,65 \frac{\text{KN}}{\text{mt}}$$



11) Calcolo Sollecitazione di taglio

Essendo la trave simmetrica lo sforzo di taglio agente sui due appoggi sarà pari al valore delle reazioni vincolari in essi agenti:

$$R_a + R_b = \frac{6.65 \frac{KN}{mt} \cdot 1.58 \text{ mt}}{2} + 26.67 \frac{KN}{mt} \cdot 1.58 = 47.39 \text{ KN}$$

$$R_a = R_b = \frac{47.39 \text{ KN}}{2} = 23.69 \text{ KN}$$

12) Calcolo Sollecitazione di Momento flettente

Momento prodotto dal carico triangolare :

$$M_1 = \frac{1}{12} \cdot P_2 \cdot l_0^2 = \frac{1}{12} \cdot 6.65 \frac{KN}{mt} \cdot 1.58^2 \text{ mt} = 1.38 \text{ KN} \cdot \text{mt}$$

Momento prodotto dal carico rettangolare :

$$M_2 = \frac{1}{8} \cdot P_1 \cdot l_0^2 = \frac{1}{8} \cdot 26.67 \frac{KN}{mt} \cdot 1.58^2 \text{ mt} = 8.32 \text{ KN} \cdot \text{mt}$$

Momento flettente totale

$$M_{tot} = 1.38 \text{ KN} \cdot \text{mt} + 8.32 \text{ KN} \cdot \text{mt} = 9.70 \text{ KN} \cdot \text{mt}$$

13) Calcolo della capacità resistente della sezione di un profilato IPE 140 posto come piattabanda

$$M_{max_{HEA 140}} = \frac{W_x \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{0.155 \cdot 235}{1.05} = 34.69 \text{ KN} \cdot \text{mt} > 9.70 \text{ KN} \cdot \text{mt} \text{ Verifica soddisfatta}$$

14) Verifica a deformazione (calcolo della freccia)

Per simmetria strutturale e di ripartizione del carico, l'abbassamento massimo f si verifica nella sezione in mezzzeria ed è dato dalla somma dell'abbassamento dovuto al carico ripartito triangolare f_1 e di quello dovuto al carico ripartito uniforme f_2 .

$$\text{Freccia massima ammissibile } f = \frac{1}{500} l_0 = \frac{1}{500} \cdot 1580 \text{ mm} = 3,16 \text{ mm}$$

Calcolo Freccia di progetti

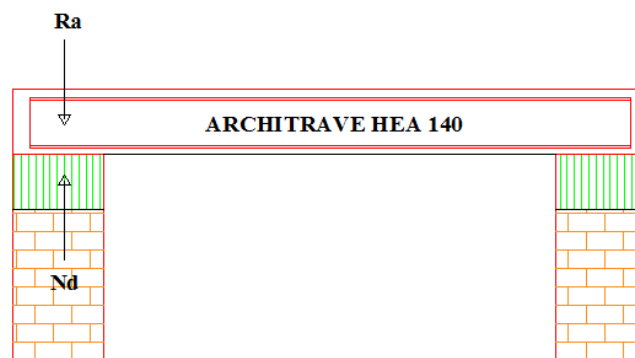
$$f_1 = \frac{1}{120} \cdot \frac{P_2 \cdot l_0^4}{E \cdot I} = \frac{1}{120} \cdot \frac{6.65 \cdot 1580^4}{210000 \cdot 1055 \cdot 10^4} = 0,16 \text{ mm}$$

$$f_2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{P_1 \cdot l_0^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{26.67 \cdot 1580^4}{210000 \cdot 1055 \cdot 10^4} = 0,98 \text{ mm}$$

$$f = f_1 + f_2 = 1,14 \text{ mm} < 3.16 \text{ mm verificato}$$

15) Verifica della sezione di appoggio del profilato

L'ultima verifica da effettuare è quella della muratura per i carichi concentrati nella zona di appoggio dell'architrave. Ipotizzando una distribuzione delle pressioni uniforme sull'impronta di carico, si deve verificare che il taglio agente R_d sia inferiore al valore di progetto della resistenza a compressione della muratura per carichi verticali concentrati N_d



Tipologia muratura: Muratura in mattoni pieni e malta di calce

Resistenza caratteristica della muratura a compressione $f_k = 0.24 \frac{KN}{cm^2}$

Larghezza del profilato HEA 140 $b = 14 \text{ cm}$

Lunghezza di ancoraggio del profilato nella muratura $a = 20 \text{ cm}$

Taglio agente sulla muratura $V = 22.69 \text{ KN}$

Coefficiente di sicurezza $\beta = 1$

Fattore di confidenza $FC = 1.35$

Coefficiente parziale per la verifica agli SLU in zona sismica $\gamma_m = 2$

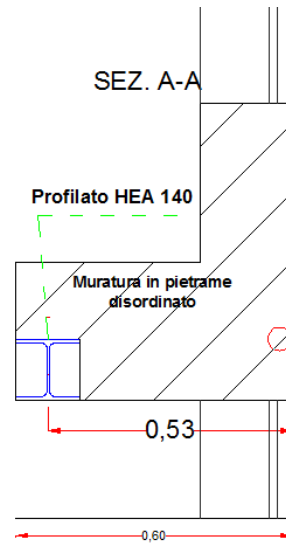
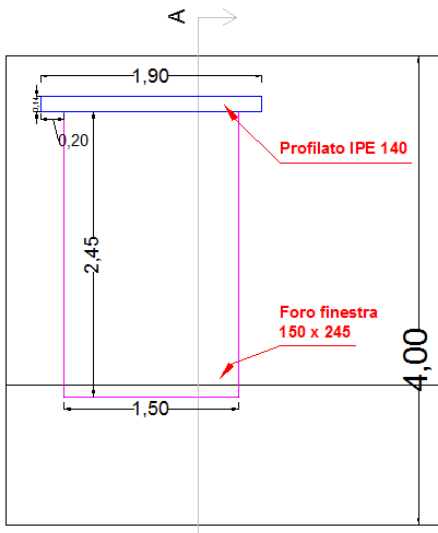
Calcolo resistenza di calcolo a compressione della muratura

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m \cdot FC} = \frac{0.240}{2 \cdot 1.35} = 0.09 \frac{KN}{cm^2}$$

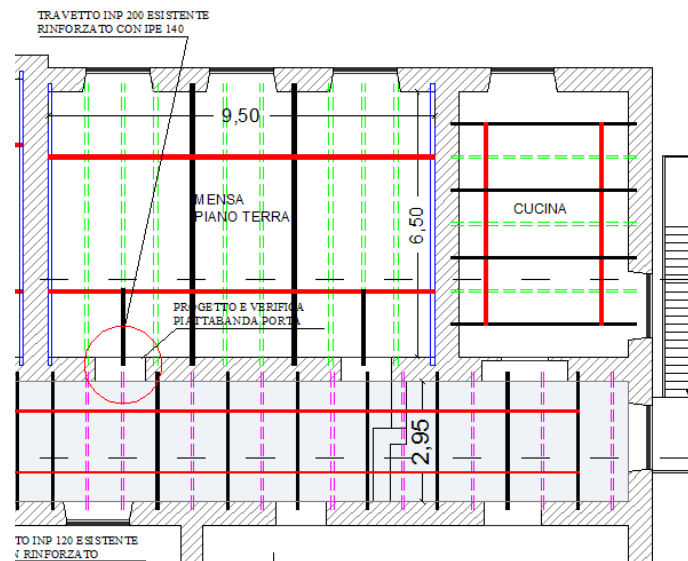
Calcolo resistenza di progetto dell' appoggio

$$N_d = \beta \cdot A_b \cdot f_d = 1 \cdot (20 \text{ cm} \cdot 14 \text{ cm}) \cdot 0,09 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} = 25.20 \text{ KN} > 23.69 \text{ KN Verificato}$$

In cui A_b è l'area di impronta del carico sul muro, pari al prodotto della lunghezza a dell' appoggio considerata moltiplicata la lunghezza del profilato metallico scelto.



2) PROGETTO E VERIFICA DELLE PIATTABANDE DA METTERE SULLE PORTE DELLE AULE DEL PIANO PRIMO E SECONDO



1) Dati Geometrici foro

Larghezza del vano porta : $b = 130 \text{ cm}$

Altezza del vano porta : $h = 280 \text{ cm}$

Spessore della muratura $s = 60 \text{ cm}$

Distanza della piattabanda dal solaio sovrastante $= 1,20 \text{ cm}$

Profilato metallico di consolidamento travetti IPN 200 = IPE 140

Profilato metallico di consolidamento corridoi : Scatolare $80 \times 40 \times 5 \text{ mm}$

Peso profilato metallico di consolidamento dei corridoi : Scatolare $80 \times 40 \times 5 \text{ mm} = 8.13 \text{ KN/mt}$

Numero di profilati che compongono la piattabanda HEA 140 $n = 2$

Peso proprio profilato IPE 140 $= 0,129 \text{ KN/mt}$

Peso proprio profilato HEA 140 $= 0,247 \text{ KN/mt}$

Altezza del profilato metallico HEA 140 : 14 cm

Larghezza del profilato metallico HEA 140 $b = 14 \text{ cm}$

Lunghezza dell' appoggio dell' architrave all' interno della muratura $a = 20 \text{ cm}$

2) Caratteristica dei materiali esistenti ed impiegati

Acciaio:

Acciaio del tipo S352 UNI EN 10052-2

Resistenza caratteristica a rottura $f_{tk} = 360 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Resistenza caratteristica di snervamento $f_{yk} = 235 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Resistenza di calcolo $f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1.15} = 204,35 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Modulo elastico $E = 210000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Muratura

Spessore della muratura $s = 60 \text{ cm}$

Peso specifico della muratura $\gamma = 20.00 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3}$

Resistenza caratteristica della muratura $f_k = 0,24 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$

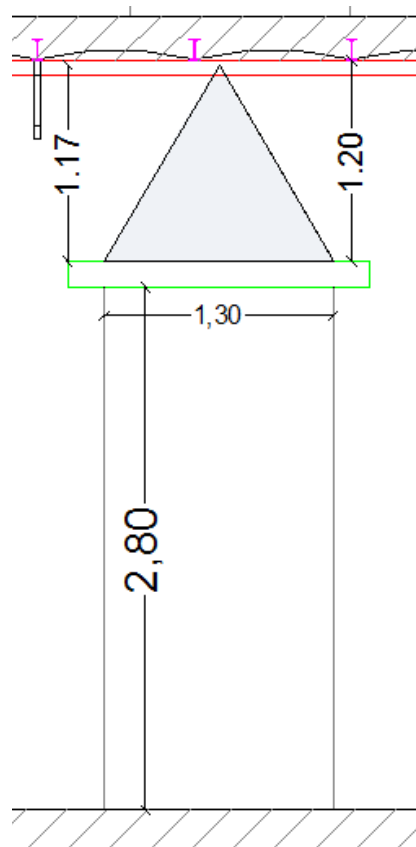
3) Calcolo lunghezza ed altezza triangolo di carico agente sull' architrave

Calcolo della lunghezza teorica di calcolo dell' architrave

$$l_0 = l \cdot 1.05 = 1.30 \cdot 1.05 = 1.35 \text{ mt}$$

Calcolo dell' altezza del triangolo equilatero di scarico sull' architrave :

$$h_0 = \frac{l_0}{2} \cdot \tan 60^\circ = \frac{1.35}{2} \cdot \tan 60^\circ = 1.17 \text{ mt}$$



4) Analisi dei carichi agenti sull' architrave

Peso della Muratura gravante sull' architrave

Il peso del prisma di muratura che grava sull' architrave ,risulta:

$$P_m = \left(\frac{1}{2} \cdot 1.35 \text{ mt} \cdot 1.17 \text{ mt} \cdot 0.60 \text{ mt} \right) \cdot 20 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} = \mathbf{9.48 \text{ KN}}$$

Il quale si ripartisce con diagramma triangolare il cui valore di sollecitazione massimo in mezzzeria vale:

$$\text{Peso di progetto della muratura } G_m = \frac{2 \cdot 9.48 \text{ KN}}{1.35 \text{ mt}} \cdot 1.30 = \mathbf{14.00 \frac{\text{KN}}{\text{m}}}$$

Il triangolo di carico non interseca nessuna striscia di solaio

5) Calcolo delle sollecitazioni agenti sull'architrave

Peso della muratura gravante sull'architrave : $14.00 \frac{\text{KN}}{\text{mt}}$ (distribuzione triangolare)

Peso della trave di consolidamento travetti IPE 140 : $0.129 \frac{\text{KN}}{\text{mt}} * = 0.129 \frac{\text{KN}}{\text{mt}}$ (distribuzione rettangolare)

Peso delle piattabande HEA 140 : $0.247 \frac{\text{KN}}{\text{mt}} * 2 = 0.50 \frac{\text{KN}}{\text{mt}}$ (distribuzione rettangolare)

Peso dello scatolare 80 x 40 x 5 : $0.08 \frac{\text{KN}}{\text{mt}} = 0.08 \frac{\text{KN}}{\text{mt}}$ (distribuzione rettangolare)

Pertanto i carichi di progetto agenti sul mio architrave saranno:

Carico triangolare distribuito $P_2 = 14.00 \frac{\text{KN}}{\text{mt}}$

Carico rettangolare distribuito $P_1 = 0.70 \frac{\text{KN}}{\text{mt}}$

6) Calcolo Sollecitazione di taglio

Essendo la trave simmetrica lo sforzo di taglio agente sui due appoggi sarà pari al valore delle reazioni vincolari in essi agenti:

$$R_a + R_b = \frac{14.00 \frac{\text{KN}}{\text{mt}} \cdot 1.35 \text{ mt}}{2} + 0.70 \frac{\text{KN}}{\text{mt}} \cdot 1.35 = 10.40 \text{ KN}$$

$$R_a = R_b = \frac{10.40 \text{ KN}}{2} = \mathbf{5.20 \text{ KN}}$$

7) Calcolo Sollecitazione di Momento flettente

Momento prodotto dal carico triangolare :

$$M_2 = \frac{1}{12} \cdot P_2 \cdot l_0^2 = \frac{1}{12} \cdot 14.00 \frac{\text{KN}}{\text{mt}} \cdot 1.35^2 \text{ mt} = \mathbf{2.12 \text{ KN} \cdot \text{mt}}$$

Momento prodotto dal carico rettangolare :

$$M_1 = \frac{1}{8} \cdot P_1 \cdot l_0^2 = \frac{1}{8} \cdot 0.70 \frac{\text{KN}}{\text{mt}} \cdot 1.35^2 \text{ mt} = \mathbf{0.16 \text{ KN} \cdot \text{mt}}$$

Momento flettente totale

$$M_{tot} = 2.12 \text{ KN} \cdot \text{mt} + 0.16 \text{ KN} \cdot \text{mt} = 2.28 \text{ KN} \cdot \text{mt}$$

8) Calcolo della capacità resistente della sezione di due profilati HEA 140 posti come piattabanda

$$M_{max \text{ HEA 140}} = \frac{W_x \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{2 \cdot 0.155 \cdot 235}{1.05} = 69.38 \text{ KN} \cdot \text{mt} > 2.28 \text{ KN} \cdot \text{mt} \text{ Verifica soddisfatta}$$

9) Verifica a deformazione (calcolo della freccia)

Per simmetria strutturale e di ripartizione del carico, l'abbassamento massimo f si verifica nella sezione in mezzzeria ed è dato dalla somma dell'abbassamento dovuto al carico ripartito triangolare f_1 e di quello dovuto al carico ripartito uniforme f_2 .

$$\text{Freccia massima ammissibile } f = \frac{1}{500} l_0 = \frac{1}{500} \cdot 1350 \text{ mm} = 2.70 \text{ mm}$$

Calcolo Freccia di progetti

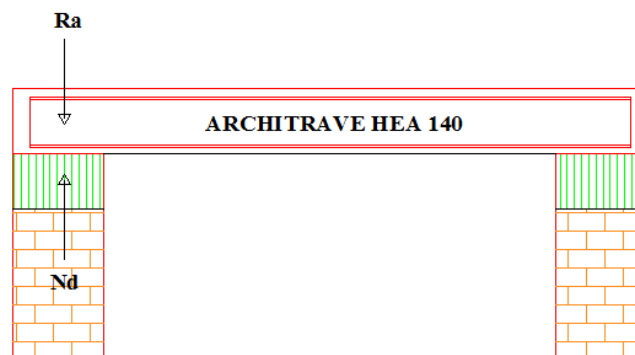
$$f_1 = \frac{1}{120} \cdot \frac{P_2 \cdot l_0^4}{E \cdot I} = \frac{1}{120} \cdot \frac{14.00 \cdot 1350^4}{210000 \cdot 1055 \cdot 10^4} = 0.17 \text{ mm}$$

$$f_2 = \frac{5}{384} \cdot \frac{P_1 \cdot l_0^4}{E \cdot I} = \frac{5}{384} \cdot \frac{0.70 \cdot 1580^4}{210000 \cdot 1055 \cdot 10^4} = 0.016 \text{ mm}$$

$$f = f_1 + f_2 = 0.19 \text{ mm} < 2.70 \text{ mm verificato}$$

10) Verifica della sezione di appoggio del profilato

L'ultima verifica da effettuare è quella della muratura per i carichi concentrati nella zona di appoggio dell'architrave. Ipotizzando una distribuzione delle pressioni uniforme sull'impronta di carico, si deve verificare che il taglio agente R_d sia inferiore al valore di progetto della resistenza a compressione della muratura per carichi verticali concentrati N_d



Tipologia muratura: Muratura in pietrame disordinato e malta di calce

Resistenza caratteristica della muratura a compressione $f_k = 0.24 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$

Larghezza del profilato HEA 140 $b = 14 \text{ cm}$

Lunghezza di ancoraggio del profilato nella muratura $a = 20 \text{ cm}$

Taglio agente sulla muratura $V = 22.69 \text{ KN}$

Coefficiente di sicurezza $\beta = 1$

Fattore di confidenza $FC = 1.35$

Coefficiente parziale per la verifica agli SLU in zona sismica $\gamma_m = 2$

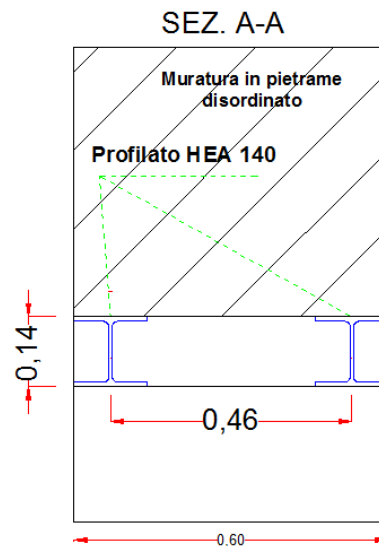
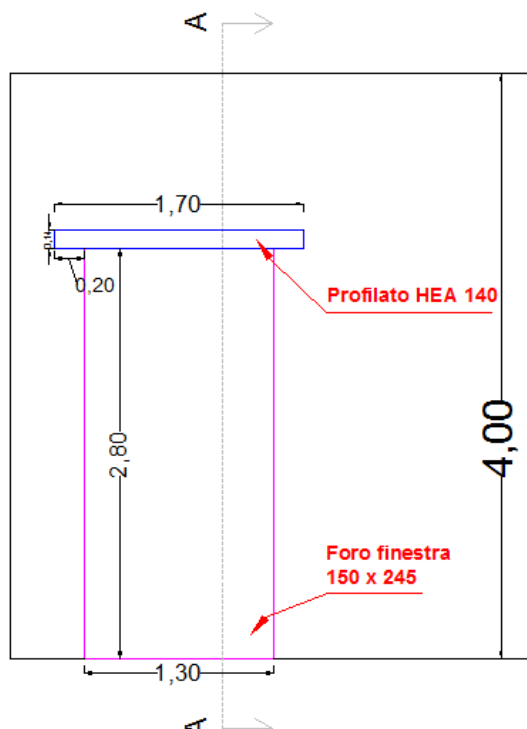
Calcolo resistenza di calcolo a compressione della muratura

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m \cdot FC} = \frac{0.240}{2 \cdot 1.35} = 0.09 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2}$$

Calcolo resistenza di progetto dell'appoggio

$$N_d = \beta \cdot A_b \cdot f_d = 1 \cdot (20 \text{ cm} \cdot 14 \text{ cm}) \cdot 0.09 \frac{\text{KN}}{\text{cm}^2} = 25.20 \text{ KN} > 5.20 \text{ KN Verificato}$$

In cui A_b è l'area di impronta del carico sul muro, pari al prodotto della lunghezza a dell'appoggio considerata moltiplicato la lunghezza del profilato metallico scelto.



Il progettista delle strutture
Ing. Laurente Funari