

Partie (B): Les balcons

3.B.1. Définitions et terminologies

- **balcon:** est une dalle pleine encastrée dans la poutre, entourée d'une rampe ou un mur de protection, elle est assimilée à une console qui dépasse de la façade d'un bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.
- **balcon:** est une dalle pleine, plaque porteuse en béton armé coulé sur place d'épaisseur de 8- 20 cm.
- **balcon:** est une plate forme en béton armé de faible largeur, équipé de garde-corps, en saillie sur une façade et positionnée devant une ou plusieurs ouvertures. Il existe une grande diversité de balcons Béton Armé : **balcon isolés**, **balcons filants** sur la longueur de la façade, **balcons superposés**. Cette diversité conduit à des modes opératoires différents : balcon totalement coulé en place, partiellement préfabriqué ou totalement préfabriqué.



Figure 3.37 : Balcons

3.B.2. Principaux risques

Il existe plusieurs types de risques liés à la réalisation des balcons:

- Chute de hauteur lors de la réalisation de l'étalement ou du coffrage, lors de la pose des éléments préfabriqués, lors du ferrailage ou du bétonnage.
- Retombée de la charge lors du levage des éléments de balcon préfabriqués (dalle et allège).

3.B.3. Efforts exercés dans un balcon

Les efforts exercés dans un balcon en service, qui ne repose plus sur un étalement, sont fonction du type de balcon à réaliser. On distingue principalement les balcons en porte-à-faux et les balcons sur appuis extérieurs.

- **Balcons en porte-à-faux:** Dans le cas des balcons en porte-à-faux, les efforts exercés sont un effort tranchant et un moment fléchissant.

La reprise de ce moment fléchissant est assurée par des armatures principales positionnées en partie supérieure du balcon, ce qui n'est pas courant dans la réalisation des planchers.

3.B.4 Les Différents types des balcons suivant la nature des matériaux utilisés

3.B.5.1 Les balcons en béton armé

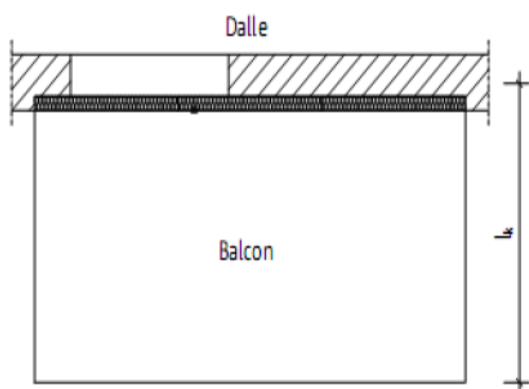


Figure 3.41: Balcon en béton armé en porte-à-faux.

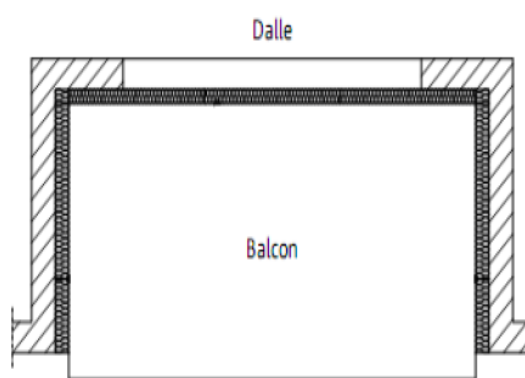


Figure 3.42: Balcon en béton armé appuyé sur trois côtés.

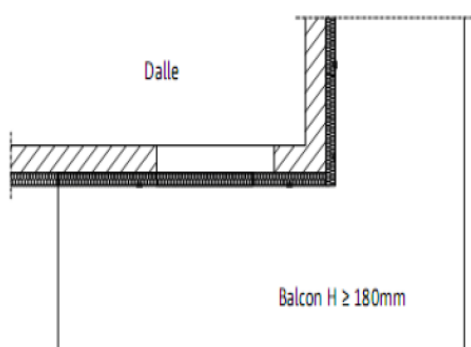


Figure 3.43: Balcon en béton armé d'angle extérieur.

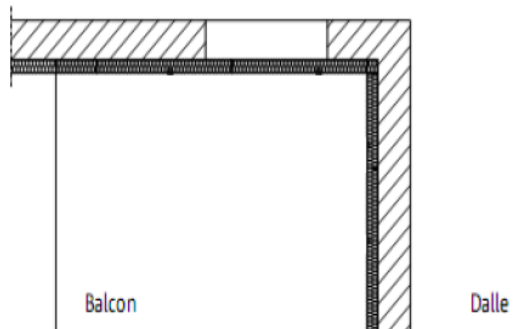


Figure 3.44: Balcon en béton armé appuyé sur deux côtés.

3.B.5.2 Balcons métalliques

Les conceptions les plus courantes de balcons métalliques rapportés sont:

- **Balcons métalliques en porte-à-faux:** Les balcons en porte-à-faux sont directement encastrés à la façade. Ce type de structure est composé d'un cadre métallique porteur et de fixations ponctuelles du cadre par platines métalliques sur le bâtiment support.
- **Balcons métalliques suspendus :** Les balcons suspendus sont liés au bâtiment support par une fixation classique à hauteur de son ossature et par des suspentes fixées à un niveau supérieur. Les suspentes peuvent être fixées soit à la façade soit à la partie inférieure du balcon de l'étage supérieur.

La mise en œuvre de suspentes métalliques réduit les efforts aux niveaux des fixations du balcon au bâtiment support.

- **Balcons métalliques en appui :** Cette conception est caractérisée par la présence de poteaux, au bout de la saillie du balcon. L'intérêt principal est le partage des efforts entre les fixations sur la structure porteuse du bâtiment et les poteaux.
- **Balcons métalliques autoportants :** Les balcons autoportants sont supportés par deux files de poteaux, l'une proche de la façade et l'autre bout de la saillie. Cette conception est caractérisée par des efforts très réduits aux niveaux des fixations du balcon au bâtiment support.

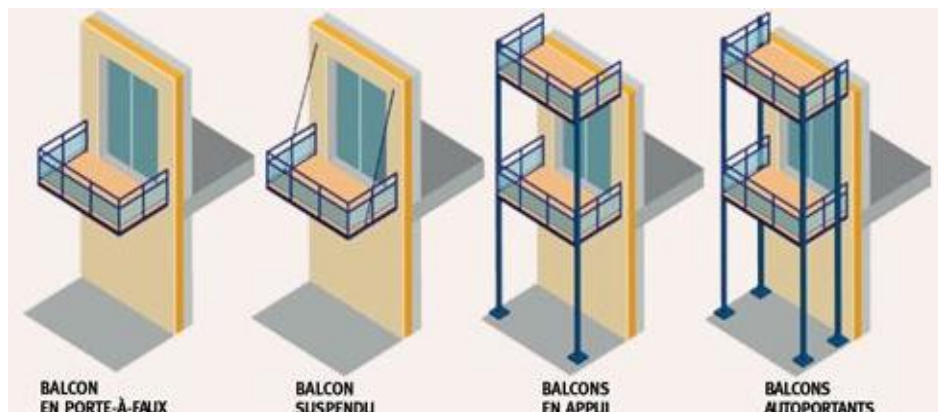


Figure 3.45: Différentes conceptions de balcons métalliques rapportés.

3.B.5.3 Balcons en bois : Les balcons en planches de bois sont les plus populaires. Pour ce type de balcon il y a la facilité de construction et la facilité d'adapter le style à celui du bâtiment, son coût revient moins cher.



Figure 3.46: Balcon en bois.

3.B.6 Principe de calcul d'un balcon en béton armé

Le calcul se fera à la flexion simple pour une bande d'un mètre de largeur.

L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes :

- Résistance à la flexion.
- Isolation acoustique $e \geq 12\text{cm}$.
- Sécurité en matière d'incendie : $e = 11\text{cm}$ pour 2 heures de coup feu.

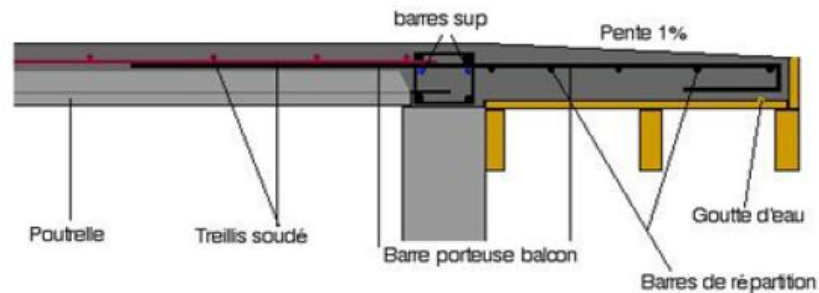


Figure 3.47: Schéma de ferrailage du balcon en béton armé.

Exemple de calcul

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, l'épaisseur est conditionnée par : $L/35 < e < L/30 \Rightarrow$ avec $L = 1.20\text{ m}$

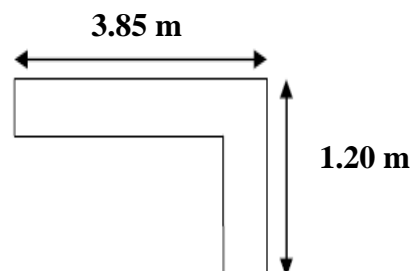
$3.42 \leq e \leq 4$ on prend : $e = 15\text{ cm}$.

Avec des considérations pratiques (expérience) ; on a vu que l'épaisseur ainsi obtenue n'est pas plus pratique alors on doit majorer à : **$e = 15\text{ cm}$** .

Les balcons sont des éléments décoration dans les bâtiments, ils sont calculés comme des consoles encastrées.

$$L_x = 1,2\text{m}$$

$$L_y = 3,85$$



$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{120}{385} = 0,311$$

$\rho = 0,311 < 0,4$ La dalle travaille dans un seul sens (comme une console)

168.75

- **Evaluation des charges**

$$G = 5.75 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

Pour 1 ml :

$$G = 5.75 \text{ KN/m}$$

$$Q = 3.50 \text{ KN/m}$$

$$P=1 \text{ KN}$$

Le calcul peut se fait pour une bande de 1 m.

III.3.1 Sollicitations

Puisque le balcon est exposé aux intempéries, donc le calcul se fera à L'E.L.S.

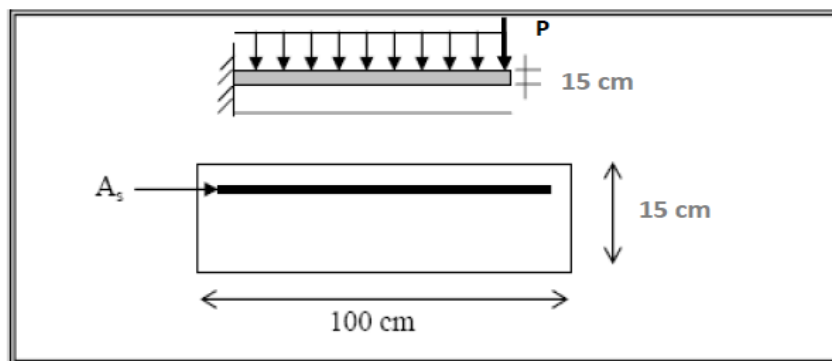


Figure III.4: Section théorique pour le ferrailage du balcon.

- **Combinaisons**

a/ E.L.U

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) * 1$$

$$q_u = (1,35 \times 5.75 + 1,5 \times 3,5) * 1 = 13.012 \text{ KN/m}$$

$$P_u = 1,35 \times P$$

$$P_u = 1,35 \times 1 = 1,35 \text{ KN}$$

b/ E.L.S

$$q_s = (G+Q) * 1 = (5.75+3,5) * 1 = 9.25 \text{ KN}$$

$$P_s = P = 1 \text{ KN}$$

- **Calcul des sollicitations**

a/ E.L.U

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} + P_u \times L$$

$$M_u = \frac{13.012 \times 1,2^2}{2} + 1,35 \times 1,2 = 10.988 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times L + P_u$$

$$V_u = 13.012 \times 1,2 + 1,35 = 16.96 \text{ KN}$$

b/ ELS

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} + P_s \times L$$

$$M_s = \frac{9.25 \times 1,2^2}{2} + 1 \times 1,2 = 7.86 \text{ KN.m}$$

$$V_s = q_s \times L + P_s$$

$$V_s = 9.25 \times 1,2 + 1 = 12.10 \text{ KN}$$

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple :

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 15 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 \text{ h} = 13,5 \text{ cm}$$

$$M_u = 10.988 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{f_{bu} \times d^2 \times b} = \frac{10.988 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,135^2} = 0,042 < \mu_l = 0,392 \text{ (les armature comprimée ne sont pas}$$

nécessaires)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}})$$

$$\alpha = 0,053$$

$$Z = d \times (1 - 0,4\alpha)$$

$$Z = 0,132 \text{ m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{\sigma_s \times Z} = \frac{10.988 \times 10^{-3}}{348 \times 0,132} = 2,39 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité :

$$A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,630 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA12 (A_u = 3.39 cm²)**

c/ Espacement :

$$S_t \leq \min(3 \times h; 33 \text{ cm})$$

$$S_t = 33 \text{ cm}$$

d/ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4}$$

$$A_r = \frac{3,39}{4} = 0,848 \text{ cm}^2$$

Soit : **3HA8 (A_s = 1.50 cm²)**

e/ Espacement :

$$S_t \leq \min(3 \times h; 33 \text{ cm})$$

$$S_t = 33 \text{ cm}$$

- **Vérification à L'ELU :**
- **Vérification des contraintes de cisaillement**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd} = \frac{16.96 \times 10^3}{1000 \times 135}$$

$$\tau_u = 0,125 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_B}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

Donc :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Pas de risque de rupture par cisaillement.

- **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I}$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{1}{2} b y^2 + \eta (d - y) A'_s + \eta (d - y) A_s = 0$$

$$50 \times y^2 + 15(13,5 - y) \times 0 + 15(13,5 - y) \times 3,39 = 0$$

$$y = 3,23 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{1}{3} \times b y^3 + \eta (d - y) A'_s + \eta (d - y) A_s = 0$$

$$I = \frac{1}{3} \times 100 \times 3,23^3 + 15(13,5 - y) 3,39 = 0$$

$$I = 6486,57 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{7.86 \times 3.23}{6486.57} = 3.91 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

La contrainte dans l'acier :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3} \times 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1}\right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min(266.67; 201.63)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = 266.67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{15 M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{15 M_{ser} \times (d - y)}{I} = \frac{15 \times 7.86 \times 10^6 \times (135 - 32.5)}{6486.57 \times 10^4}$$

$$\sigma_{bc} = 186.30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• **Vérification de la flèche**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{1.2} = 0.125 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{CV} \\ \frac{0.15}{1.2} = 0.125 \geq \frac{10.988}{10 \times 10.988} = 0.1 \quad \text{CV} \\ \frac{3.39}{100 \times 13.5} = 0.0025 \leq \frac{4.2}{400} = 0.015 \quad \text{CV} \end{array} \right.$$

Les trois conditions de la flèche sont vérifiées donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

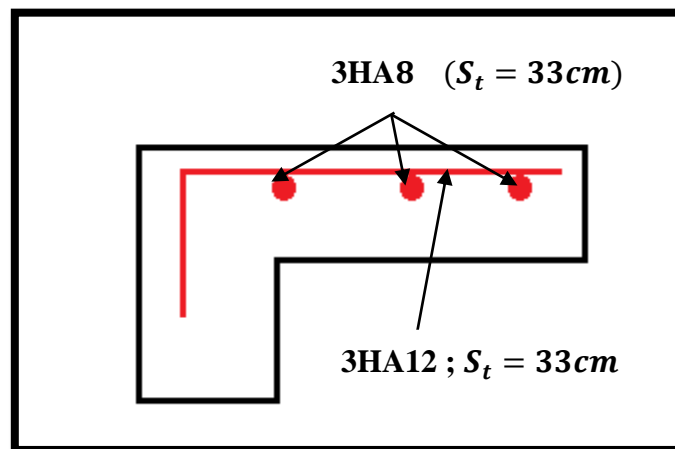


Figure III.5: Schéma de ferrailage du balcon.