



II.1.Introduction

Le pré dimensionnement des éléments résistants est une étape régie par les lois empiriques issues de l'expérience. Cette étape représente le point de départ la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Pour ce faire, nous commençons le pré dimensionnement du sommet vers la base.

- Les planchers
- Les poutres
- Les poteaux
- Les voiles.

II.1.1Pré dimensionnement :

1) Les planchers :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la rigidité :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow h_t > \frac{L}{22,5}$$

Avec : **L** : la portée maximale de poutrelle entre nus d'appuis.

h_t : hauteur totale du plancher.

L=3.23

$$\frac{h_t}{323} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow h_t \geq \frac{323}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 14.36 \text{ cm}$$

$$h_t = 20\text{cm} \begin{cases} 16 \text{ cm} : \text{corps creux} \\ 4 \text{ cm} : \text{dalle de compression} \end{cases}$$

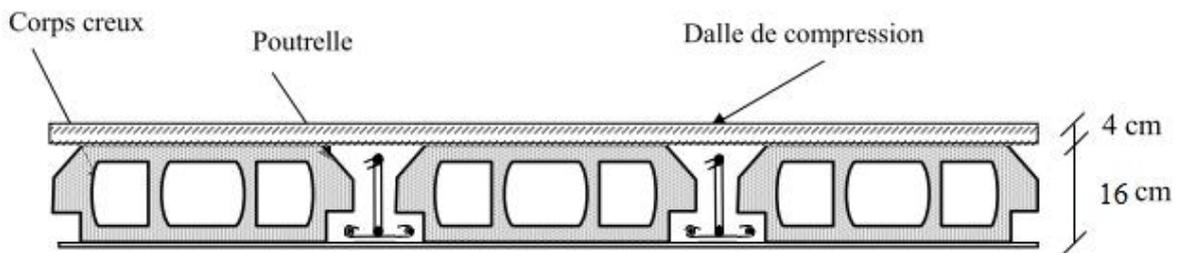


Figure II.1 : Coupe de plancher a corps creux





2) Les poutres:

1. Poutre principale:

➤ Selon le BAEL91 /99 :

$$L_{\max} = 4.75\text{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.4h \\ \frac{h}{b} < 3 \end{array} \right. \Rightarrow \text{avec}$$

L: longueur de la poutre entre axe.
h_t: hauteur totale de la poutre .
d: hauteur utile de la poutre
b: largeur de la poutre .

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{475}{15} \leq h \leq \frac{475}{10} \\ 0.3(45) \leq b \leq 0.4(45) \\ \frac{4}{30} < 3 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h = 45\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \\ 1.33 < 3 \end{array} \right.$$

➤ Selon le R.P.A 99/V2003:

$$\left\{ \begin{array}{l} h > 30 \\ b > 20 \\ \frac{h}{b} < 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h = 45 > 30 \dots\dots\dots CV \\ b = 30 > 20 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{b} = 1.5 < 4 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres principales **(30x45) cm²**

2. Les poutres secondaires :

➤ Selon BAEL91 /99

$$L_{\max} = 3.58\text{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.4h \\ \frac{h}{b} < 3 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{358}{15} \leq h \leq \frac{358}{10} \\ 0.3(30) \leq b \leq 0.4(30) \\ \frac{30}{30} < 3 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} h = 30\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \\ 1.00 < 3 \end{array} \right.$$





➤ Selon le R.P.A 99/V2003:

$$\begin{cases} h \geq 30 \\ b > 20 \\ \frac{h}{b} < 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 30 = 30 \dots\dots\dots CV \\ b = 30 > 20 \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{b} = 1.00 < 4 \dots\dots\dots CV \end{cases}$$

Donc on prend la section des poutres secondaires **(30x30) cm²**

II.1.2.dalle pleine :

L'épaisseur des dalles pleines dépend le plus souvent des conditions de sécurité, d'isolation et de résistance.

- **Condition de sécurité contre l'incendie:**

- ◆ e = 7 cm pour une heure de coupe-feu.
- ◆ e = 11 cm pour deux heures de coupe-feu.

- **Condition d'isolation acoustique:**

L'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à : 15 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique. Donc, on limitera l'épaisseur dans notre cas à : **15 cm**

- **Résistance à la flexion**

- Dalles reposant sur deux cotés : **$L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$** .

- Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : **$L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40$** .

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

Dans notre cas la dalle reposant sur trois cotés a une portée égale à : **$L_x = 3.58$ m**

Ceci engendre donc **$358 / 50 \leq e \leq 358 / 40 \Rightarrow 7.16 \text{ cm} \leq e \leq 8.95 \text{ cm} \Rightarrow e = 9$ cm**

Finalement l'épaisseur à retenir doit satisfaire la condition suivante :

$e \geq \text{Max}(11 \text{ cm}, 15 \text{ cm}, 9 \text{ cm})$, alors on adopte l'épaisseur de la dalle pleine : **e = 15 cm**





II.1.3 Évaluation des charges et des surcharges :

Cette étape consiste à évaluer les charges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

1. Charge permanente :

▪ **Plancher terrasse inaccessible :**

- Protection en gravillons roulé (5cm) : = **1 kN/m²**
- Étanchéité multicouche (2cm)=**0,12 kN/m²**
- Forme de pente en béton léger (10cm)=**2,20 kN/m²**
- Isolation thermique en polystyrène (4cm) =**0,16 kN/m²**
- Plancher à corps creux +dalle de compression (16+4) cm =**2,80 kN/m²**
- Enduit en plâtre (2m) =**0,20 kN/m²**

$G_t=6,48\text{kN/ m}^2$ et $Q = 1,00 \text{ kN/m}^2$

▪ **Plancher étage courant :**

- Revêtement en carrelage (2cm). =**0,40 kN/m²**
- Mortier de pose (2cm). =**0,44 kN/m²**
- Sable fin pour mortier (2cm). =**0,36 kN/m²**
- Plancher à corps creux (16+4) cm. =**2,80 kN/m²**
- Cloison en briques creuses (10 cm) =**0,90 kN/m²**
- Enduit en plâtre (2cm) =**0,20 kN/m²**

$G_e = 5,10 \text{ kN/m}^2$ $Q = 1.50 \text{ kN/m}^2$

▪ **Murs extérieurs :**

- Enduit extérieur en ciment (mortier) (1,5cm) =**0,27 kN /m²**
- Brique creuses (15cm) =**1,30 kN /m²**
- Brique creuses (10cm) =**0,90 kN /m²**
- Enduit intérieur en plâtre (1,5cm) =**0,15 kN /m²**

$G_m=2,62 \text{ kN /m}^2$

• **Murs intérieur:**

- 1-enduit en plâtre (1,5cm)**0.15 kN /m²**
- 2- brique creuse (10cm)**0.90 kN /m²**
- 3-enduit en plâtre (1,5cm).....**0.15 kN /m²**

$G =1.20 \text{ kN /m}^2$

Avec une ouverture de 30% :

$G_{ec}= 0,7 \times 2,62 \times 2.84=5.209\text{kN/m}$

$G_{RDC}= 0,7 \times 2,62 \times 3.02=5,539\text{kN/m}^2$





II.1.4 Pré dimensionnement des poteaux:

.1. Principe :

Les poteaux sont pré-dimensionnés en compression simple. Le choix se fait selon le poteau le plus sollicité de la structure ; ce qui correspond à un poteau qui reprend la surface du plancher la plus importante. On utilise un calcul basé sur la descente de charges tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

.2.Surface reprise par poteau :

Soit S_{af} La surface afférente supportée par poteau :

$$S_{af} = (4,70/2 + 4,75/2) (3,58/2 + 3,45/2) = 16,608 \text{ m}^2 = 16.61 \text{ m}^2$$

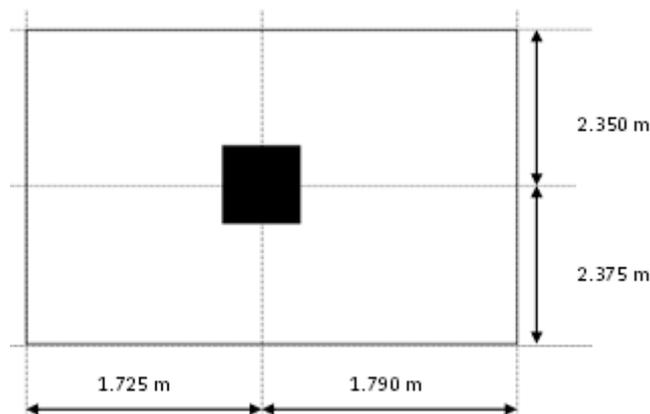


Figure II.2 : Surface supportant la charge revenant au poteau le plus sollicité.

.3. Effort normal ultime à chaque niveau.

.3.1) Les efforts de compression due aux charges permanentes N_G :

- Plancher terrasse :

- Poids propre du plancher : $G_{terrasse} \times S_{af} = (6,48 \times 16,61) = 107,630 \text{ kN}$
- Poids propre des poutres principales: $\gamma_{ba} \times (bxh) \times L = 25 \times (0,30 \times 0,40) \times 4,75 = 14,25 \text{ kN}$
- Poids propre des poutres secondaires : $\gamma_{ba} \times (bxh) \times L = 25 \times (0,30 \times 0,30) \times 3,58 = 8,055 \text{ kN}$

$$G = 129.935 \text{ kN}$$

- Plancher Étage courant

- Poids propre du plancher : $G_{étage} \times S = (5,10 \times 16,61) = 84,710 \text{ kN}$
- Poids propre des poutres principales: $\gamma_b \times (bxh) \times L = 25 \times (0,30 \times 0,40) \times 4,75 = 14,250 \text{ kN}$
- Poids propre des poutres secondaires: $\gamma_b \times (bxh) \times L = 25 \times (0,30 \times 0,30) \times 3,58 = 8,055 \text{ kN}$

$$G = 107,015 \text{ kN} \times 7 = 749.105 \text{ kN}$$

$$N_G = 1,1 \times ((129.935 + 749.105) = 1,1 \times 879.040 = 966.944 \text{ kN}$$





Selon les règles **BAEL 91 modifié 99** on doit majorer l'effort normal ultime de 10% pour assurer la continuité de l'élément avec le reste de la structure.

.3.2) Les efforts de compression due aux charges d'exploitations Q:

- **Loi de dégression :**

Selon les règles du **DTR BC2-2** ; puisque il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10% jusqu'à 0,5Q de bas vers le haut.

$$\text{Ce qui donne : } Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ Avec :}$$

- { n : Nombre d'étage.
- { Q₀ : La charge d'exploitation sur la terrasse.
- { Q₁, Q₂,..., Q_n: Les charges d'exploitation des planchers courants respectivement de haut vers le bas.

Tableau II.2 : Dégression des charges d'exploitations

Niveau des planchers	La loi de dégression [kN/m ²]	La charge Q [kN/m ²]
T	$NQ_0 = 1$	1,00
6	$NQ_1 = Q_0 + Q_1$	2,50
5	$NQ_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3,85
4	$NQ_3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
3	$NQ_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,10
2	$NQ_5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7,00
1	$NQ_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7,75

.3.3 Détermination de la section du poteau : Selon le BAEL 91/99

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression selon la formule suivante :





$$N_u = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression)
- α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = f(\lambda)$).

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

- λ : Elancement d'EULER $\left(\lambda = \frac{l_f}{i} \right)$.
- l_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$.
- I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{bh^3}{12} \right)$.
- B : Surface de la section du béton ($B = a \times b$).
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$)...situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$)...situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400 \text{ MPa}$).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).
- A_s : Section d'acier comprimée.
- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br = (a - 0,02)(b - 0,02)$) [m^2].

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$

II.1.5. Exemple de calcul :

On prend comme exemple de calcul les poteaux du RDC, d'où : $h_0 = 342 \text{ cm}$

Donc : $L_f = 0,7 h_0 = 0,7 \times 342 = 239,40 \text{ cm}$

$N_G = 749,105 \text{ kN}$





$$N_Q = 1,1 Q_x S_{af} = 1,1 \times 7,75 \times 16,61 = 141,60 \text{ kN}$$

$$N_u = 1,10(1,35 N_G + 1,50 N_Q) = 1,10(1,35 \times 749,105 + 1,50 \times 141,60)$$

$$\Rightarrow N_u = 1223,69 \text{ kN.}$$

1.5.1. Détermination de (a) :

$$B = b.a$$

$$I = \frac{b.a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b.a^3}{12.a.b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289a$$

$$\left(\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{239,4}{0,289a} \leq 50 \right) \Rightarrow \left(a \geq \frac{239,4}{0,289.50} = 16,567 \text{ cm} \right)$$

On prend: **a = 45 cm**

$$\lambda = \frac{0,7L_0}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{239,4}{\sqrt{\frac{45^2}{12}}} = 18,42 < 50 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

1.5.2 Détermination de (b):

Selon les règles du **B.A.E.L91/99**, l'effort normal ultime N_u doit être :

$$N_u \leq \alpha \cdot \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9\gamma_b} + A_s \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$B_r = (45-2) \times (b-2) = 43 \times (b-2) \text{ cm}^2$$

Selon le « **Le RPA 99 /version 2003** » $A_s = 0,9\% B_r \dots \dots \dots$ Zone III

$$A_s = 0,009[43(b - 2)] = 0,387(b - 2) \text{ cm}^2$$

$$\lambda = 18,42 \leq 50$$

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(\lambda/35)^2]$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2\left(\frac{18,42}{35}\right)^2}$$

$$\alpha = 0,81$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1,5 ; \gamma_s = 1,15$$





$$N_u \leq 0,83 \left[\frac{43(b-2).25}{0,9.1,5.10} + \frac{0,387(b-2).400}{1,15} \right]$$

$$b \geq 13,74 \text{ cm}$$

Donc, on prend **b = 45cm**

II.1.5.3 Dimensions minimaux requis par le « RPA99 /version 2003 » : D'après l'article 7 .4.1, pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a;b) = 45\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a;b) = \text{Min}(45;45) > \frac{h_e}{20} = \frac{342}{20} = 17,10\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc, On adopte pour les poteaux du RDC une section carrée (axb) = **(45x45) cm²**

1.5.3. Les poteaux circulaires :

1. Calcul du diamètre D :

- Calcul de longueur de flambement :

$$L_f = 0,7 \times h_0$$

$$= 0,7 \times 342 = 239 \text{ cm}$$

Trouvons D₁ :

$$\lambda = 4 \frac{L_f}{D} \Rightarrow D_1 = 4 \times \frac{L_f}{\lambda}$$

$$i = \sqrt{\left(\frac{a^2}{12}\right)} = 12,99$$

$$\lambda = 4 \frac{L_f}{i} = 18,43 < 50$$

$$D_1 = 4 \frac{L_f}{\lambda} = 4 \frac{239,4}{18,43}$$

$$D_1 = 51,96 \text{ cm} = 0,52 \text{ m}$$



**Trouvons D₂ :**

Suivant la relation de calcul de section réduite :

$$\alpha = \left[\left(1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \right) \right]$$

$$\alpha = 0,85 \left[\left(1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \right) \right]$$

$$\alpha = 0,897 \cong 0,9$$

$$Br \geq \frac{0,9 \times 1,5 \times 1,7}{0,9 \times 25}$$

$$Br \geq 0,102$$

$$Br = \frac{\pi(D-0,02)^2}{4}$$

$$D_2 = \sqrt{\frac{4Br}{\pi}} + 0,02 \quad \Longrightarrow \quad D_2 = 0,38 \text{ m}$$

$$D = \min(D_1 ; D_2)$$

$$D = \min(0,52 ; 0,38)$$

$$D = 0,38 \text{ m}$$

Donc on prend : **D = 0,40 m = 40 cm**

II.6. Pré dimensionnement des voiles:

L'épaisseur des murs voile (voile périphérique ou de contreventement) se fait selon les règles parasismique algériennes (**RPA99/version 2003**).

Leur épaisseur minimale est de **15 cm**. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **h_e** et des conditions de rigidité aux extrémités



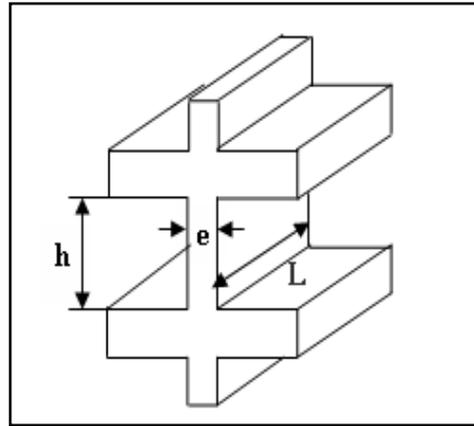


Fig II.3 : Coupe de voile en élévation

Les voiles servent, d'une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et / ou vent), et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations.

D'après le « **RPA99 version 2003** » article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition: $L \geq 4e$. Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} L : \text{longueur de voile.} \\ e : \text{épaisseur du voile.} \end{array} \right.$$

L'épaisseur doit être déterminée aussi en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités indiquées.

$$e \geq (h_e/25 ; h_e/22).$$

$$h_e = 342 - 45 = 297 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_e}{25} = \frac{297}{25} = 11.88 \text{ cm} \\ \frac{h_e}{22} = \frac{297}{22} = 13.5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$e \geq (11.88 \text{ cm}; 13.5 \text{ cm}; 15 \text{ cm}).$$

Donc l'épaisseur des voiles de contreventement: **e = 20 cm**



**Tableau II.2: récapitulatif des résultats.**

Niveau	Section des poteaux [cm ²] Carré	Section des poutres principales [cm ²]	Section des poutres secondaires [cm ²]	Épaisseur des voiles [cm ²]
RDC	45X45	30X45	30X30	20
01	45X45	30X45	30X30	20
02	40X40	30X45	30X30	20
03	40X40	30X45	30X30	20
04	35X35	30X45	30X30	20
05	35X35	30X45	30X30	20
06	35X35	30X45	30X30	20
Poteau circulaire	D=40cm	30X45	30X30	20



