

**II-1-Introduction :**

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure : poutres, poteaux, voiles et planchers, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement.

Ces dimensions doivent être satisfaites aux conditions de premier genre (BAEL) et règles de deuxième genre (RPA 99 version 2003)

**II-2-Pré dimensionnement des poutres :**

Selon le **B.A.E.L. 91**, le critère de rigidité est comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0.3d \leq b \leq 0.4d \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{array} \right. \quad \text{Avec :} \quad \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{largeur de la poutre} \\ L : \text{portée libre entre nus d'appuis} \\ d : \text{hauteur utile est de } 0.9h_t \end{array} \right.$$

**II -2-1-Poutres principales :**

$$L_{\max} = 400 \text{ cm}$$

$$\frac{400}{15} \leq h_t \leq \frac{400}{10} \text{ cm} \Rightarrow 26.67 \leq h_t \leq 40 \text{ cm}$$

On prend  **$h_t = 40 \text{ cm}$**

$$d = 0.9h_t \Rightarrow d = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm}$$

$$0.3(36) \leq b \leq 0.4(36) \Rightarrow 10.8 \leq b \leq 14.4 \text{ cm}$$

On prend  **$b = 30 \text{ cm}$**

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 40 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = 1,33 < 3 \end{array} \right.$$

D'après le **R.P.A 99 (version 2003)**, on a:

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{b} = 1,33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres principales  **$(30 \times 40) \text{ cm}^2$**

**II -2-2-Poutres secondaires :**

$$L_{\max} = 360 \text{ cm}$$

$$\frac{360}{15} \leq h_t \leq \frac{360}{10} \text{ cm} \Rightarrow 24 \leq h_t \leq 36 \text{ cm}$$

On prend  $h_t = 35 \text{ cm}$

$$d = 0,9h_t \Rightarrow d = 0,9 \times 35 = 31,5 \text{ cm}$$

$$0,3(31,5) \leq b \leq 0,4(31,5) \Rightarrow 9,45 \leq b \leq 12,6 \text{ cm}$$

On prend  $b = 30 \text{ cm}$

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 35 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \\ \frac{h_t}{b} = 1,16 < 3 \end{array} \right.$$

D'après le **R.P.A 99 (version 2003)**, on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ h_t = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée..} \\ \frac{h_t}{b} = 1,16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des **Poutres secondaires (30x35) cm<sup>2</sup>**

**II -3-Pré-dimensionnement des planchers :**

Un plancher est la partie horizontale d'une construction qui par la quelle est transmise les différents charge aux poutres et par la suite aux poteaux dont leurs épaisseurs est faibles par rapport à leurs dimensions en plan.

Dans notre cas on a deux types de planchers : à corps creux et en dalle pleine.

**II -3-1-Planchers à corps creux :**

Pour dimensionner le plancher a corps creux, on utilise la condition de la flèche pour déterminer l'épaisseur de plancher il suffit de satisfaire la condition suivante :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \text{ avec } \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{ hauteur totale du plancher} \\ L : \text{ portée maximale de la poutrelle entre nus d'appuis} \end{array} \right.$$

$$\Rightarrow h_t \geq \frac{370}{22,5} = 16,44 \text{ cm}$$

On adopte un plancher à corps creux de hauteur totale  $h_t=20\text{cm}$ , soit un plancher (16+4) cm

- 16cm : l'épaisseur de corps creux
- 4cm : la dalle de compression

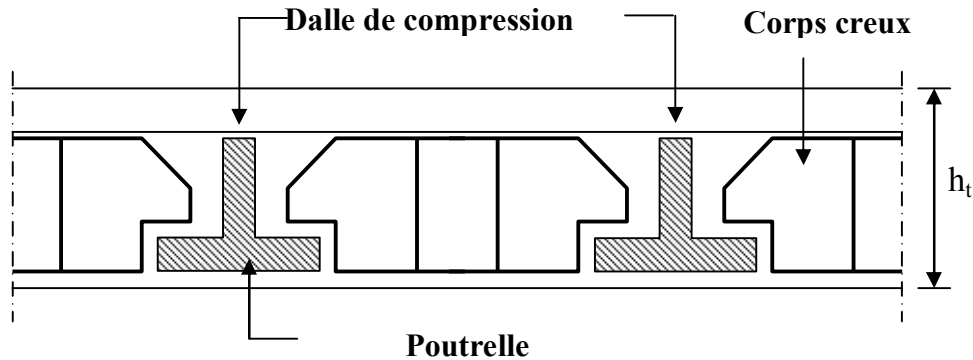


Figure II-1 Configuration d'un plancher corps creux.

### II -4-Evaluation des charges et des surcharges :

Cette étape consiste à évaluer les charges qui influent directement sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage ( DTR BC 2.2 Annexe C).

#### II-4-1-Charge permanente :

▪ Plancher terrasse inaccessible (corps creux):

- 1-Protection en gravillons roulé (4cm) : ..... = 0,80 kN/m<sup>2</sup>
- 2-Étanchéité multicouche (2cm) ..... = 0,12 kN/m<sup>2</sup>
- 3-Forme de pente en béton léger (10cm) ..... = 1,80 kN/m<sup>2</sup>
- 4-Chappe flottante en asphalte (2,5cm) ..... = 0,50 kN/m<sup>2</sup>
- 5-Isolation thermique en liège (2,5cm) ..... = 0,03 kN/m<sup>2</sup>
- 6-Plancher à corps creux +dalle de compression (16+4) cm ..... = 2,80 kN/m<sup>2</sup>
- 7-Enduit en plâtre (2m) ..... = 0,20 kN/m<sup>2</sup>

$G_t=6.25\text{kN/m}^2$

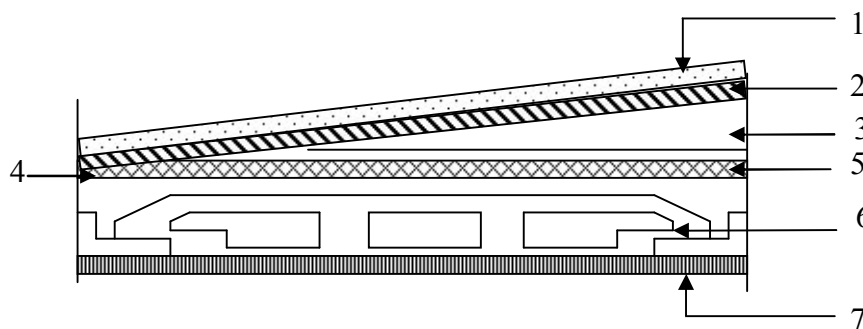


Figure II-2 Plancher terrasse inaccessible.

▪ **Plancher étage courant et R.D.C (corps creux):**

1- Revêtement en carrelage (2cm) . . . . .	=0,40 kN/m <sup>2</sup>
2-Mortier de pose (2cm) . . . . .	=0,40 kN/m <sup>2</sup>
3-Sable fin pour mortier (2cm) . . . . .	=0,34 kN/m <sup>2</sup>
4-Plancher à corps creux (16+4) cm. . . . .	=2,80 kN/m <sup>2</sup>
5- Cloison en briques creuses (10 cm) . . . . .	=0,90 kN/m <sup>2</sup>
6- Enduit en plâtre (2cm) . . . . .	=0,20 kN/m <sup>2</sup>
<b>G<sub>e</sub>= 5,04 kN/m<sup>2</sup></b>	

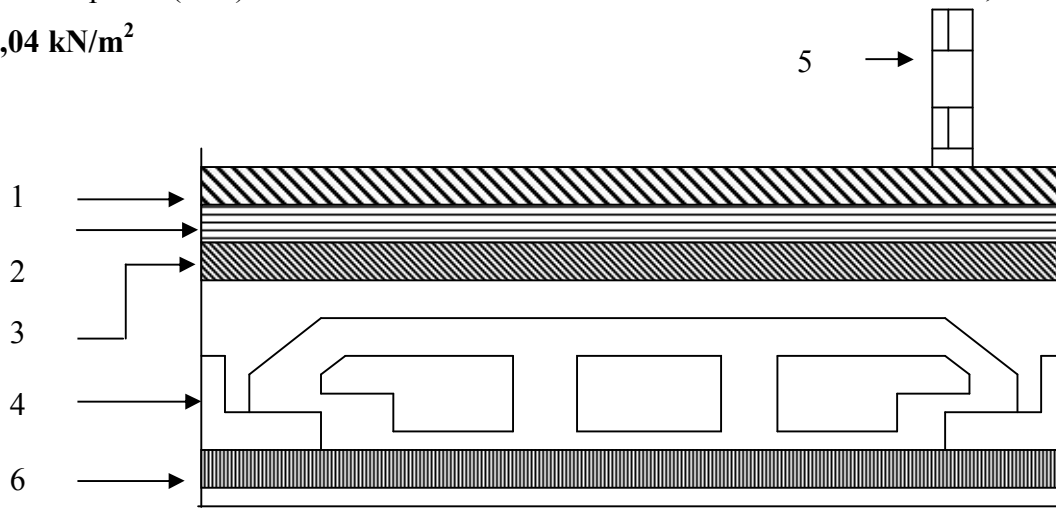


Figure II-3 plancher étage courant

▪ **Murs extérieurs :**

-Enduit extérieur en ciment (e=2cm). . . . .	=0,36 kN/m <sup>2</sup>
-parois en Brique creuses extérieurs (15cm). . . . .	=1,35 kN/m <sup>2</sup>
- parois en Brique creuses intérieurs (10cm) . . . . .	=0,90 kN/m <sup>2</sup>
-Enduit intérieur en ciment (1,5cm). . . . .	=0,27 kN/m <sup>2</sup>
<b>G<sub>m</sub>=2,88 kN/m<sup>2</sup></b>	

▪ **Murs intérieurs :**

- Enduit intérieurs en ciment (e=1.5cm) . . . . .	=0,27 kN/m <sup>2</sup>
- parois en Brique creuses (e=10cm). . . . .	=0,90 kN/m <sup>2</sup>
-Enduit intérieur en ciment (e=1.5cm). . . . .	=0,27 kN/m <sup>2</sup>
<b>G<sub>m</sub>=1,44 kN/m<sup>2</sup></b>	

▪ **Dalle pleine (Balcon) :**

-Revêtement en carrelage (e=2cm). . . . .	=0,40 kN/m <sup>2</sup>
-Mortier de pose (e=2cm). . . . .	=0,40 kN/m <sup>2</sup>
-Sable fin pour mortier (e=2cm) . . . . .	=0,34 kN/m <sup>2</sup>
-Dalle pleine (e=15cm) . . . . .	=3,75 kN/m <sup>2</sup>
-Enduit en ciment (e=2cm) . . . . .	=0,36 kN/m <sup>2</sup>

$$G_B = 5,25 \text{ kN/m}^2$$

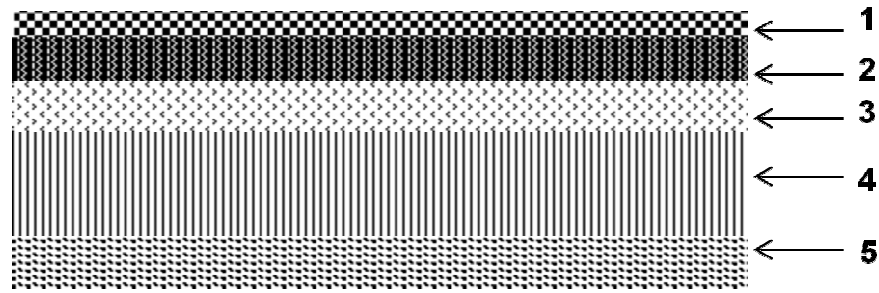


Figure II-4 plancher dalle pleine.

#### II -4-2-Charges d'exploitations :

- 1- surcharge du plancher terrasse inaccessible : .....  $Q=1,00 \text{ kN/m}^2$
- 2- surcharge des planchers étages (habitations): .....  $Q=1,50 \text{ kN/m}^2$
- 3- surcharge du R.D.C (commerciale): .....  $Q=2.50 \text{ kN/m}^2$
- 4- les balcons .....  $Q=3,50 \text{ kN/m}^2$

#### II-5-Utilisation de la loi de dégression de la surcharge d'exploitation :

Dans les bâtiments à étages ; à usage d'habitation, et pour calculer l'ossature (Poteaux, mur, fondation), on suppose que toutes les surcharges ne s'appliquent pas simultanément sur tous les planchers et on détermine comme suite la surcharge  $\sum n$  sur les éléments porteurs du niveau  $n$  en fonction des surcharges si appliquée sur les différents niveaux :

ce qui donne :  $Q_0 + \frac{3+n}{2n} \cdot (Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n)$  selon les règles de BAEL91.

avec :

$n$  : nombre d'étage

$Q_0$  : la charge d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2, Q_3 \dots$  les charges d'exploitations des planchers courants respectivement de hauts vers le bas.

Tableau II.1. Tableau présente la loi dégression de la surcharge

Nombre d'étage	La loi de dégression	Les surcharges (kN/m <sup>2</sup> )
TERASSE	$NQ_0=1\text{KN/m}^2$	1,00
10	$NQ_1=Q_0+Q_1$	2,5
09	$NQ_2=Q_0+0.95(Q_1+Q_2)$	3,85
08	$NQ_3=Q_0+0.9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
07	$NQ_4=Q_0+0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,10
06	$NQ_5=Q_0+0.8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7,00
05	$NQ_6=Q_0+0.75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7,75
04	$NQ_7=Q_0+0,71(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$	8,46
03	$NQ_8=Q_0+0.69(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$	9,28
02	$NQ_9=Q_0+0,67(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)$	10,05
01	$NQ_{10}=Q_0+0,65(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10})$	10,75
RDC	$NQ_{10}=Q_0+0,64(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{11})$	12,20

## II-6-Pré dimensionnement des poteaux :

### II-6-1-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 reprenant la surface du plancher la plus importante.

On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

On distingue trois (03) types de coffrage :

-Type 01 : RDC-1 et 2<sup>ème</sup> étage.

-Type 02 : 3-4-5-6<sup>ème</sup> étage.

-Type 03 : 7-8-9 et 10<sup>ème</sup> étage.

Pré-dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité ( poteau central )

- La surface est donnée par , (Figure II-5) :

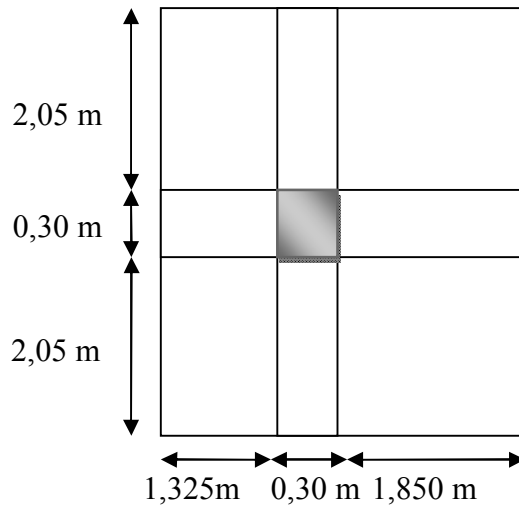


Figure II.5. Schéma représentatif du poteau le plus sollicité

### II-6-2-Surface du poteau le plus sollicité :

$$S = (2,05 + 2,05) \times (1,325 + 1,850)$$

$$S = 13,02 \text{ m}^2$$

### II-6-3-Exemple de calcul :

#### **a-Pré-dimensionnement des poteaux de type 01 :**

##### **a-1-Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux $N_u$ :**

##### **a-1-1-les efforts de compression due aux charges permanente $N_G$ :**

- plancher terrasse :  $G.S = 6,25 \times 13,02 = 81,38 \text{ kN}$

- plancher RDC+ étage courant:  $n.G.S = 10 \times 5,04 \times 13,02 = 656,21 \text{ kN}$

$n=10$  (nombre de plancher d'étage courant)

- poutre principale  $G_{pp} = (4,40/2 + 4,40/2) \times 0,30 \times 0,40 \times 25 = 13,2 \text{ kN}$

- poutre secondaire  $G_{ps} = (2,95/2 + 4,00/2) \times 0,30 \times 0,35 \times 25 = 9,12 \text{ kN}$

- poteau  $G_{pt} = 0,45 \times 0,45 \times 3,06 \times 25 = 15,49 \text{ kN}$

On majore les efforts de 10%

$$N_G = 1,10 (81,38 + 656,21 + 13,2 \times 11 + 9,12 \times 11 + 15,49 \times 10) = 1251,81 \text{ kN}$$

##### **a-1-2 -Les efforts de compression due charge d'exploitation $N_Q$ :**

Par application de la loi de dégression:  $Q=12,20 \text{ kN/m}^2$

$$N_Q = 1,1.Q.S = 1,1 \times 12,20 \times 13,02 = 174,73 \text{ kN}$$

$$D'où: N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q = 1,35 \times 1251,81 + 1,5 \times 174,73$$

$$N_U = 1952,04 \text{ kN}$$

##### **a-2-2-Détermination de la section du poteau (a, b) de type 01 :**

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 :

- $(\alpha = f(\lambda))$ .

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0,6 \left( \frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{cases}$$

- $\lambda$ :  $\left( \lambda = \frac{l_f}{i} \right)$ .

- $i$ :  $\left( i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$ .

- $I$ :  $\left( I = \frac{bh^3}{12} \right)$ .

- $B$  :  $(B = a \times b)$ .

- $\gamma_b$  :  $(\gamma_b = 1,50)$ .....situation durable.

- $\gamma_s$  :  $(\gamma_s = 1,15)$ .....situation durable.

- $f_e$  :  $(f_e = 400 \text{ MPa})$ .

- $f_{c28}$  :  $(f_{c28} = 25 \text{ MPa})$ .

- $Br$  :  $(Br = (a - 0,02)(b - 0,02)) \text{ [m}^2\text{]}$ .

•

### **b- Détermination de "a" :**

#### **b-1-Vérification de flambement :**

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$B = a \cdot b$$

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

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

On a :  $L_0 = 3,74 \text{ m}$ ;

$$L_f = 0,7 \times 3,74 = 2,618 \text{ m} = 261,8 \text{ cm}$$



$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{261,8}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{261,8}{0,289 \times 50} = 18,12 \text{ cm}$$

On prend : **a = 50 cm**

$$i = 0,289 \times 50 = 14,45 \text{ cm}$$

$$\lambda = 0,7 L_0/i \Rightarrow 261,8 / 14,45 = 18,12 < 50 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**c-Détermination de (b):**

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

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

$$B_r = (a-2)(b-2) \text{ cm}^2$$

$$B_r: \text{ section réduite } B_r = (50-2) \times (b-2) = 48(b-2) \text{ cm}^2$$

$A_s$  = section d'armature longitudinale

$$A_s = 0,7\% B_r \dots\dots\dots \text{Zone I (selon le RPA l'article 7.4.2.1)}$$

$$A_s = 0,7\% [48(b-2)] = 0,336(b-2) \text{ cm}^2$$

$\alpha$ : étant un coefficient fonction de  $\lambda$ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{261,8}{14,45} = 18,12 < 50$$

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

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(18,12/35)^2]$$

$$\alpha = 0,81$$

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

$$N_u \leq 0,81 \left[ \frac{48(b-2) \times 25}{0,9 \cdot 1,5} + \frac{0,336(b-2) \times 400}{1,15} \right]$$

$$N_u \leq 0,81 \left[ \frac{48(b-2) \times 25 \times 10^2}{0,9 \times 1,5} + \frac{0,336(b-2) \times 400 \times 10^2}{1,15} \right]$$

$$N_u = 81466,43(b-2) \text{ avec } N_u = 1952,04 \text{ kN}$$

$$b \geq 25,96 \text{ cm}$$

Donc : on prend **b = 50 cm.**

**d- Vérification des conditions du "RPA99 version 2003" :**

D'après l'article 7.4.1 pour une zone sismique I, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(a;b) = 50\text{cm} \geq 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \text{Min}(a;b) > \frac{h_e}{20} = \frac{374}{20} = 18,7\text{cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1. < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc, On adopte pour des poteaux de type 01 une section carrée (a=b) =( 50x50 ) cm<sup>2</sup>

Tableau II.2 :Tableau récapitulatif des sections des poteaux par

Types	Niveaux	N <sub>G</sub> (kN)	N <sub>Q</sub> (kN)	N <sub>u</sub> (kN)	A (cm)	B (cm)	Le choix (cm <sup>2</sup> )
01	RDC	1251,81	174,73	1952,04	18,12	25,96	(50×50)
	1 <sup>er</sup>	1251,81	174,73	1952,04	18,12	25,96	(50×50)
	2 <sup>ème</sup>	1251,81	174,73	1952,04	18,12	25,96	(50×50)
02	3 <sup>ème</sup>	827,72	132,91	1316,79	14,82	20,04	(45×45)
	4 <sup>ème</sup>	827,72	132,91	1316,79	14,82	20,04	(45×45)
	5 <sup>ème</sup>	827,72	132,91	1316,79	14,82	20,04	(45×45)
	6 <sup>ème</sup>	827,72	132,91	1316,79	14,82	20,04	(45×45)
03	7 <sup>ème</sup>	455,39	87,36	745,82	14,82	13,89	(40×40)
	8 <sup>ème</sup>	455,39	87,36	745,82	14,82	13,89	(40×40)
	9 <sup>ème</sup>	455,39	87,36	745,82	14,82	13,89	(40×40)
	10 <sup>ème</sup>	455,39	87,36	745,82	14,82	13,89	(40×40)

**II -7-Pré dimensionnement des voiles :**

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme.

Ils servent, d’une part, à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux 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 à la condition:

$$\left\{ \begin{array}{l} L \geq 4a \\ e \geq h_c/20 \end{array} \right.$$

Avec :

- L : longueur du voile
- e : épaisseur des voiles ( $a_{\min} = 15 \text{ cm}$ )
- $h_e$  : hauteur d'étage (3.74m et 3.06 m)

$e \geq 3,74/20 = 0,187 \text{ m} = 18,7 \text{ cm}$  On prend  $e = 20 \text{ cm}$

Donc l'épaisseur des voiles des contreventements et des voiles périphériques :  $a = 20 \text{ cm}$

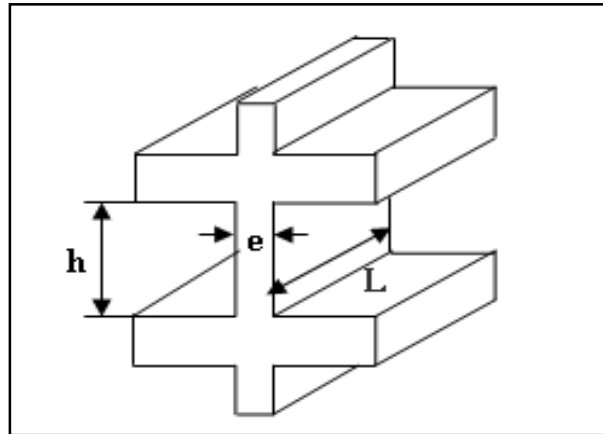


Figure II.6. Coupe de voile en élévation

Tableau II .3 : Récapitulatif des dimensions des différents éléments porteurs

Eléments	Sections		
	RDC, 1 et 2 <sup>ème</sup>	3,4,5 et 6 <sup>ème</sup>	7,8,9 et 10 <sup>ème</sup>
poutres principales	30x40 cm <sup>2</sup>	30x40 cm <sup>2</sup>	30x40 cm <sup>2</sup>
poutres secondaires	30x35 cm <sup>2</sup>	30x35 cm <sup>2</sup>	30x35 cm <sup>2</sup>
Poteaux	50x50 cm <sup>2</sup>	45x45 cm <sup>2</sup>	40x40 cm <sup>2</sup>
les voiles	20 cm		
les planchers	16+4 cm		