

II. 1-introduction :

Le pré dimensionnement des éléments résistants (planchers, poutres, poteaux, et voiles) est une étape régie par des lois empiriques. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, Les éléments en béton armé de la structure seront dimensionnés selon le **BEAL 91 modifié 99** et les semelles seront calculées selon le **DTU.13.12**.

II.2- Pré dimensionnement du plancher :

Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages, ils ont une épaisseur « e » faible par rapport à leur dimension en plan, leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs. Dans notre structure, on utilise un seul type de plancher 'Plancher à corps creux'.

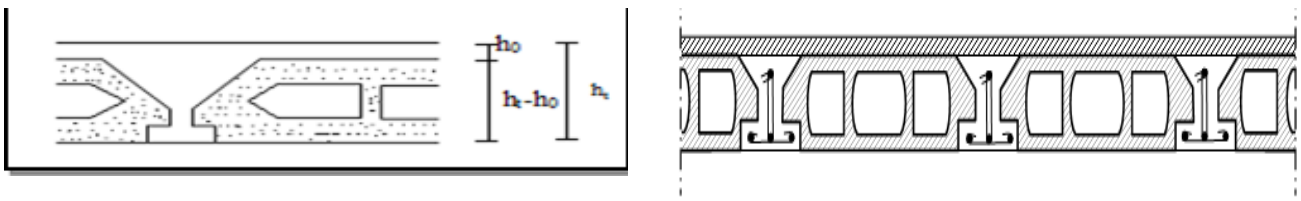


Figure II.1: Coupe d'un plancher à corps creux

Connaissant la flexibilité et la rigidité du plancher, la vérification de la flèche est inutile, il suffit que la condition suivante soit vérifiée :

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \quad (\text{Article A6.8.424 BAEL91}).$$

$$h_t \geq \frac{350}{22,5} = 15,56 \text{ cm}$$

avec : $\begin{cases} h_t : \text{hauteur totale du plancher} \\ L : \text{portée maximale de la poutrelle entre nus} \end{cases}$

Alors : on adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

16 cm : épaisseur de corps creux.

4 cm : épaisseur de la dalle de compression.

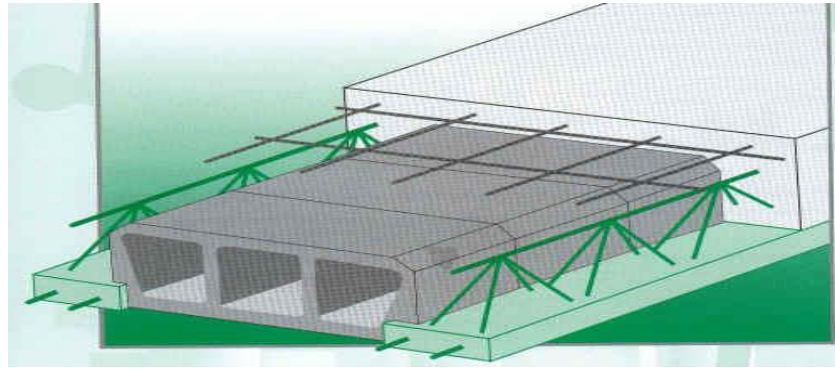


Figure-II -2: Dessin d'un plancher en corps creux

II.2.1-Descente de charges :

II.2.1.1-charge permanente :

II.2.1.2-plancher terrasse inaccessible :

Selon le D.T.R.B.C.2.2 charges permanant et d'exploitation on adopte :

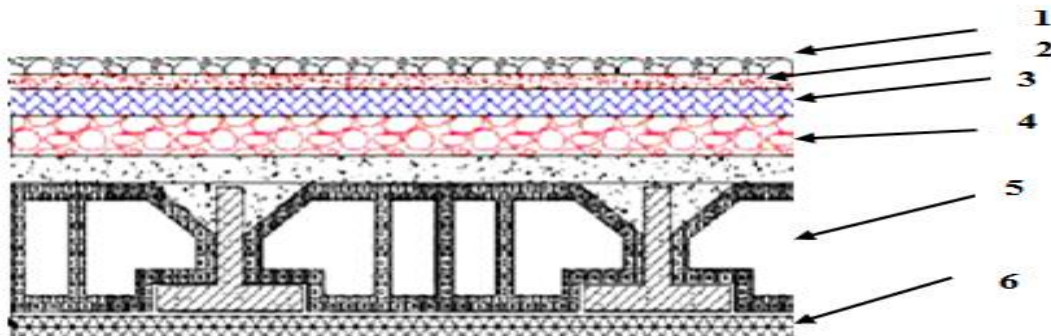


Figure- II-3 : coupe d'un plancher à corps creux du plancher terrasse

1-Protection en gravillons roulés (4 cm) :0,04x20	0,80 KN/m ²	
2-Etanchéité multicouche (2cm)	0,12KN/m ²	3-
3-Forme de pente en béton léger (10cm) :0,12x22	2,2KN/m ²	
4-Isolaion thermique en liège (4cm)	0,16 KN/m ²	
5-Plancher à corps creux +dalle de compression (16+4) cm	2,80KN/m ²	
6-Enduit en plâtre (2m).....	0,20 KN/m ²	
7-Chappe flottante en asphalte (2,5cm)	0,5 KN/m ²	

Charge permanante : $G_t = 6,78KN/m^2$

Charge d'exploitat io n : $Q_t = 1,00KN/m^2$

II.2.1.3-plancher R.D.C et étage courante :

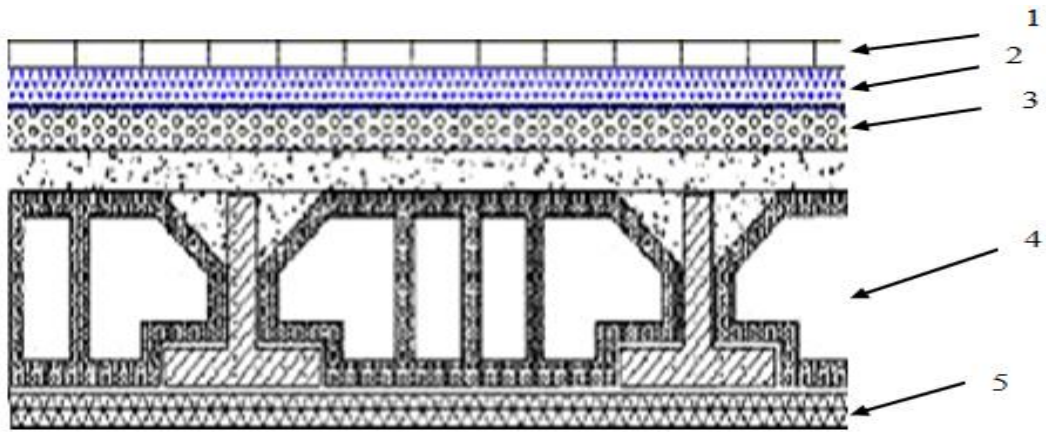


Figure II-4 : coupe d'un plancher à corps creux du plancher étage courants

1-revêtement en carrelage (2cm) :0,02x20.....	0,40KN/m ²
2-Mortier de pose (2cm)	0,40KN/m ²
3-Sable fin pour mortier (2cm) :0,02x18.....	0,36KN/m ²
4-Plancher à corps creux (16+4)	2,80KN/m ²
5-enduit en plâtre (2cm)	0,20 KN/m ²
6-cloison en briques creuses (10 cm).....	0,90KN/m ²

$$G_r = 5,06KN/m^2$$

$$Q_r = 1,5KN/m^2$$

II.2.1.4-Murs de façade (extérieur) :

1-Enduit extérieur en ciment (mortier) (1.5cm)	0,27KN/m ²
2-Brique creuse (20cm)	1,80KN/m ²
3- Brique creuses (10cm)	0,90KN/m ²
4-Enduit intérieur en plâtre (1.5cm)	0,15KN/m ²

$$G_t = 3,12KN/m^2$$

II.2.1.5-Murs intérieur :

1-Enduit en plâtre (1,5cm).....	0,15KN/m ²
2- Brique creuses (10cm).....	0,90KN/m ²
3-enduit en plâtre (1,5cm)	0,15KN/m ²

$$G_t = 1,12KN/m^2$$

II.3-Utilisation de la loi de dégression de la surcharge d'exploitation :

Elle s’applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux peuvent être considérées comme indépendantes .C’est le cas des bâtiments a usage d’habitation ou d’hébergement pour lesquels la loi de dégression dite de base est applicable à l’intégralité de la charge.

Lorsque des locaux industriels ou commerciaux occupent certains niveaux, ces derniers ne sont pas comptés dans le nombre d’étages intervenant dans la loi de dégression, et les charges sur les planchers correspondants sont prises sans abattement.

Sous l’étage n quelconque : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n}(Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Selon les règles de “ **BAEL 91 modifié 99** ”

Avec :

n : Nombre d’étage.

Q₀ : La charge d’exploitation sur la terrasse. Q₁, Q₂,Q_n.

Q₁, Q₂,Q_n : Les charges d’exploitation des planchers courants respectivement de haut vers le bas.

Le coefficient $\frac{(3+n)}{2n}$ étant valable pour n≥5

II.3-a- Dégression des Surcharges d’exploitation :

Sous terrasse Q₀;

Sous étage 1 Q₀ + Q₁;

Sous étage 2 Q₀ + 0,95×(Q₁+ Q₂);

Sous étage 3 Q₀ + 0,90×(Q₁+ Q₂ + Q₃);

Sous étage 4 Q₀ + 0,85×(Q₁+ Q₂ + Q₃ + Q₄);

Sous étage ‘n’..... $Q_0 + \frac{(3+n)}{2n} \times (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \rightarrow$ pour : n ≥ 5.

Tableau II-1 : Dégression en fonction du nombre d'étage.

Niveau	La loi de dégression	la charge KN/m ²
Terrasse	$Nq_0 = 1 \text{ KN/m}^2$	1,00
07	$Nq_1 = q_0 + q_1$	2,5
06	$Nq_2 = q_0 + 0,95(q_1 + q_2)$	3,85
05	$Nq_3 = q_0 + 0,90(q_1 + q_2 + q_3)$	5,05
04	$Nq_4 = q_0 + 0,85(q_1 + q_2 + q_3 + q_4)$	6,1
03	$Nq_5 = q_0 + 0,80(q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5)$	7
02	$Nq_6 = q_0 + 0,75(q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6)$	7,75
01	$Nq_7 = q_0 + 0,71(q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7)$	8,455
R.D.C	$Nq_8 = q_0 + 0,6875(q_1 + q_2 + q_3 + q_4 + q_5 + q_6 + q_7 + q_8)$	9,28

II.4-Pré dimensionnement des éléments porteurs :

II.4-1) Pré dimensionnement des poutres :

En construction, les poutres doivent avoir des sections régulières soit rectangulaires ou carrées. Ces sections sont obtenues en satisfaisant aux conditions suivantes:

Critère de rigidité.

Condition du R.P.A 99

Selon le **R.P.A 99(version 2003)**, les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \\ b_{\text{max}} \leq 1,5 \times h_t + b_1 \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \\ 0,3d \leq b \leq 0,4d \\ \frac{h_t}{b} \leq 3 \end{array} \right. \text{ avec : } \left\{ \begin{array}{l} h_t : \text{ hauteur totale de la poutre} \\ b : \text{ largeur de la poutre} \\ L : \text{ la plus grande portée libre entre nus d'appuis} \\ d : \text{ hauteur utile} \end{array} \right.$$

Nous avons deux types de poutres : Poutre principale : $L_{\max} = 5,35 \text{ m}$

Poutre secondaire : $L_{\max} = 3,50 \text{ m}$

II.4-1-1) Sens longitudinal :

Poutre principale:

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 535 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 35,66 \text{ cm} \leq h_t \leq 53,5 \text{ cm} \quad \Leftrightarrow \text{ on prend : } h_t = 45 \text{ cm} \\ 12,15 \text{ cm} \leq b \leq 16,2 \text{ cm} \quad \Leftrightarrow \text{ on prend : } b = 35 \text{ cm} \end{array} \right.$$

D'après le **R.P.A 99(version 2003)**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ h_t = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1,29 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ b_{\max} \leq (1,5 \times 45 + 35) = 102,5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres principales **(35x45) cm²**

II.4-1-2) Sens transversal :

Poutre secondaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} L = 350 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 23,33 \text{ cm} \leq h_t \leq 35 \text{ cm} \quad \Leftrightarrow \text{ on prend : } h_t = 35 \text{ cm} \\ 8,1 \text{ cm} \leq b \leq 10,8 \text{ cm} \quad \Leftrightarrow \text{ on prend : } b = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée} \\ h_t = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 0,85 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ b_{\max} \leq 1,5 \times 30 + 35 = 80 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Donc on prend la section des poutres secondaire principales **(35x30) cm²**

II.5- Pré dimensionnement des poteaux :

II.5. 1/Poteaux :

Un poteau est un organe de structure d'un ouvrage sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure (par exemple via un réseau de poutres ou de dalles d'un niveau supérieur) et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage (par exemple les fondations).

Un poteau de section rectangulaire ou approchante et à forme non allongée en plan de base sera appelé pilier ; un poteau de section circulaire ou approchante sera appelé colonne.

Du point de vue de la mécanique des structures, les poteaux sont des éléments verticaux soumis principalement à de la compression. Leur résistance est notamment limitée par le risque de flambage.

On a 3 types des coffrages :

-**Type 1** : R.D.C et 2^{er} étage.

-**Type 2** : 3^{ème} étage et 5^{ème} étage

-**Type 3**: 6^{ème} étage jusqu'à la terrasse

Le pré dimensionnement s'effectue avec le choix du poteau le plus sollicité (poteau central).

La section de calcul du poteau est faite de telle façon qu'il ne flambe pas; la surface afférente est donnée par:

$$S = (2.675 + 2.675)(1.725 + 1.625) = (5.35)(3.35) = 17.92 \text{ m}^2$$

$$S = 17.92 \text{ m}^2$$

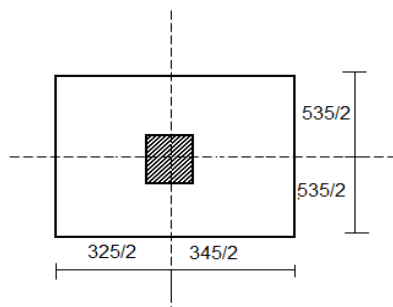


Figure II.5 : La section le plus sollicité du poteau

On calcul les efforts de compression qui agissant sur les poteaux dus aux charges permanents suivant le R.P.A 99 (version 2003).

II.5.2.1-Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux NU

a- efforts de compression dus aux charges permanentes NG :

- Plancher terrasse : $G \times S = 17.92 \times 6,78 = 121.4976 \text{ KN}$

- Plancher RDC+ étage courant: $n \times G \times S = 8 \times 5,06 \times 17.92 = 725.4016 \text{ KN}$

(n=7 le nombre de plancher d'étage courant)

On majore les efforts de 10%

$$\begin{cases} N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q \\ N_Q = 1,1 \times Q \\ N_G = 1,1 \times S \times G \\ S = 17,92\text{m}^2 \end{cases}$$

-Poutres principaux: $G_{PP} = \sigma_b (b \times h) \times L = (0,45 \times 0,35 \times 5,66 \times 25) = 22,29\text{KN}$

-Poutres secondaires: $G_{PS} = \sigma_b (b \times h) \times L = (0,35 \times 0,30 \times 3,50 \times 25) = 9,19\text{KN}$

$$\begin{cases} G_{\text{Terrasse}} = 6,78\text{KN/m}^2 \\ G_{\text{étage courant}} = 5,06\text{KN/m}^2 \end{cases}$$

$$G = 17,92 \times [(7 \times 5,06) + 6,78] + 8 \times (22,29 + 9,19) = 5269,2\text{KN}$$

$$N_G = 1,1 \times G = 1,1 \times 5269,2 = 5796,12\text{KN}$$

$$N_Q = 1,1 \times Q \times S = 1,1 \times 9,28 \times 17,92 = 182,93\text{KN}$$

$$N_u = 1,35 \times (5796,12) + 1,5 \times (182,93) = 8099,157$$

b. Détermination de la section du poteau :

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

$$N_u = \alpha \left[\frac{\text{Br.f}_{C28}}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

N_u : Effort normal ultime (compression)

α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité $\alpha = f(\lambda)$.

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

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 ($f_e = 400$ MPa).

f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25$ MPa).

A_s : Section d'acier comprimée.

B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($B_r = (a - 2)(b - 2)$) [cm^2]

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

Exemple de calcul :

On prend comme exemple de calcul les poteaux de RDC, d'où : $h_0 = 323$ cm

Donc : $L_f = 0,7 \times h_0 = 0,7 \times 323 = 226,1$ cm

$N_G = 17,92 \times [(7 \times 5,06) + 6,78] + 8 \times (22,29 + 9,19) \times 1,1 = 5796,12$ KN

$N_Q = 1,1 \times Q \times S = 1,1 \times 9,28 \times 17,92 = 182,93$ KN

$N_u = (1,35 \times N_G + 1,5 \times N_Q) = (1,35 \times 5796,12 + 1,5 \times 182,93) = 8099,157$ KN

$N_u = 8099,157$ KN

Détermination de (a) :

$B = b \cdot a$

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

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

$$\left(\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{226,1}{0,289 \times a} \leq 50 \right) \Rightarrow \left(a \geq \frac{226,1}{0,289 \times 50} = 15,65 \text{ cm} \right)$$

on prend : $a = 45$ cm

$$\lambda = 0,7 \times \frac{L_0}{i} \Rightarrow \lambda = \frac{226,1}{(0,289 \times 45)} = 17,38 < 50 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée .}$$

Détermination de (b):

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

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

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

Selon le « Le RPA 99 version 2003 » $A_s = 0,7\% B_r$Zone I

$$A_s = 0,7\% [43(b - 2)] = 0,301(b - 2) \text{ cm}^2$$

$$\lambda = 17,38 < 50$$

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

$$\alpha = \left[\frac{0,85}{1 + 0,2(17,38/35)^2} \right]$$

$$\alpha = 0,81$$

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

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

$$N_u \leq 0,81 \times \left[\frac{43 \times (b - 2) \times 25}{0,9 \times 1,5 \times 10} + \frac{0,301 \times (b - 2) \times 400}{1,15 \times 10} \right]$$

$$b \geq 39,44 \text{ cm}$$

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

Dimensions minimaux requis par le « RPA99 version 2003 » :

D’après l’article 7 .4.1, pour une zone sismique I, on doit avoir au minimum :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(a; b) = \min(45; 45) = 45 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min(a; b) = \min(45; 45) > \frac{h_e}{20} = \frac{323}{20} = 16,15 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{45}{45} < 4 \Rightarrow 0,25 < 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Avec : h_e : Hauteur d’étage.

Donc :

On adopte pour des poteaux de RDC une section carrée **(a × b) = (45 × 45) cm²** Le tableau suivant

résume les dimensions des poteaux pris en compte pour les différents étages de la construction :

Tableau II-2 : dimensions des poteaux.

Niveau	Section des poteaux (cm ²)
R.D.C jusqu'a 2 ^{er} étage	(45x45) cm ²
3 ^{ème} jusqu'a 5 ^{ème} étage	(40x40) cm ²
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	(35x35) cm ²

II.6-Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme. Le **R.P.A99 (version 2003)** considère comme voiles de contreventement les voiles satisfaisant la condition suivante :

$$\begin{cases} e \geq \max(h_e/22 ; 15) \text{cm} \\ L \geq 4e \text{ et } e_{\min} = 15 \text{cm} \end{cases} \Rightarrow e \geq h_e/22 \rightarrow e \geq 306/22 \rightarrow e \geq 13,91 \text{cm}$$

Avec :

L : Longueur du voile

e : Epaisseur du voile

h_e : Hauteur d'étage

On adopte des voiles d'épaisseur e = 20cm.

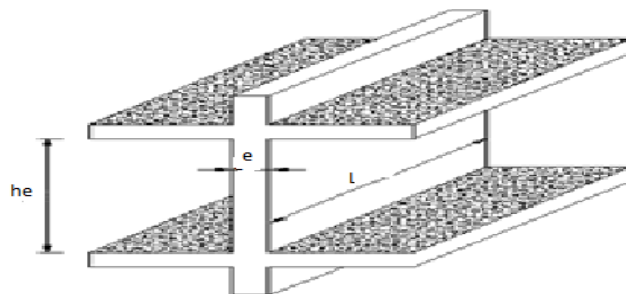


Figure II-6: Schéma de voile

Suite aux vérification et calculs faits ci-dessus on adopte

Plancher en corps creux.....	(16+4) cm
Poutres principales.....	(35x45) cm ²
Poutres secondaires (chainages).....	(35x30) cm ²
Les voils.....	(20) cm

Les poteaux « on a 03 types » :

R.D.C et 2 ^{er} étage.....	(45x45) cm ²
3 ^{ème} jusqu'a 5 ^{ème} étage.....	(40x40) cm ²
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage.....	(35x35) cm ²