

## 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. Ce dernier représente une étape régie par des lois empiriques, ainsi le point de départ est la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :

- Sollicitations verticales : sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de planchers, poutrelles, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.
- Sollicitations horizontales : sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitués par les portiques.

Ces dimensions doivent satisfaire les conditions du béton armé aux états limites est conforme aux règles (B.A.E.L.91) ainsi que le règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003) ; CBA93

## II.2. Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis. L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Le choix porte sur un seul type de plancher : Plancher en corps creux.

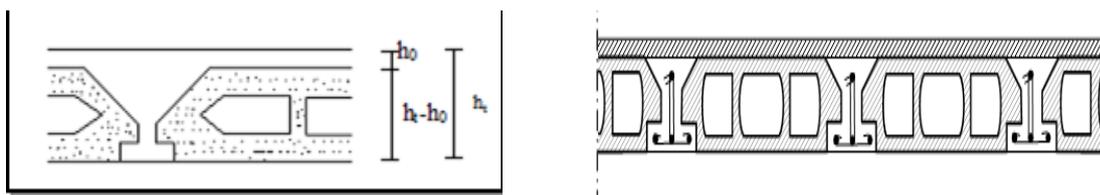


Figure II.1: coupe d'un plancher à corps creux

### II.2.1. Détermination de l'épaisseur des planchers :

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

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

$L$  : La portée maximale entre nus d'appuis ;

$h_t$  : Hauteur totale du plancher.

$$L = \min[L_{\max}(\text{sensx}) ; L_{\max}(\text{sensy})].$$

$$L = \min[L_{\max}(\text{sensx}) ; L_{\max}(\text{sensy})] \Rightarrow L = \min[2,90 ; 3,95] m = 2,90m$$

$$\frac{h_t}{L} \geq \frac{1}{22,5} \rightarrow ht \geq \frac{L}{22,5} = \frac{290}{22,5} = 12.89cm$$

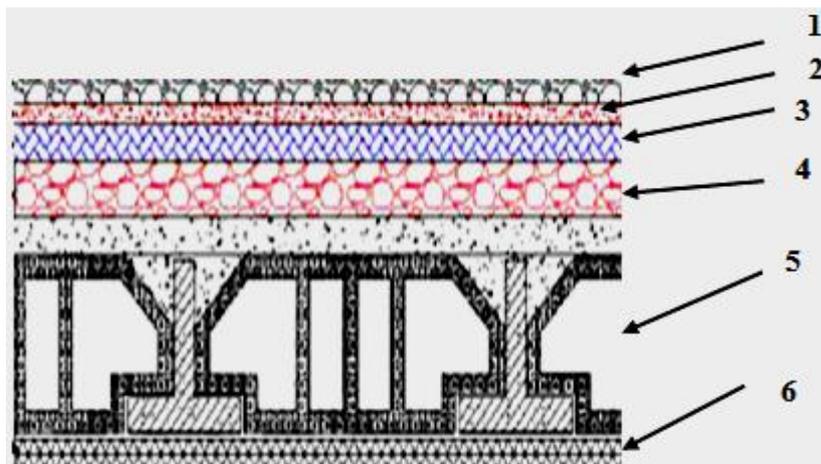
**Tableaux II.1 : l'épaisseur du plancher des différents niveaux**

Niveaux	L	L/22.5	$h_t$	Type du plancher
Terrasse et étages courants	2.90m	16cm	20cm	Corps-creux 16+4
RDC	2,90m	16cm	20cm	Corps-creux 16+4

### II.2.2.Descente de charges des planchers :

#### a) Plancher terrasse inaccessible :

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

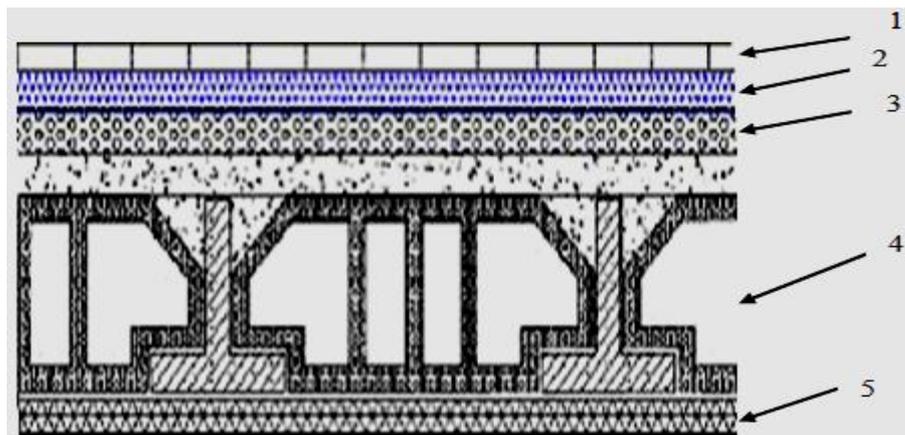


**Figure II.2 : coupe d'un plancher à corps creux du plancher terrasse**

**Tableaux II.2 : La descente des charges du plancher terrasse**

Niveau Désignation	Terrasse		
	Épaisseur (m)	Densité KN/m <sup>3</sup>	Poids KN/m <sup>2</sup>
1- Protection en gravillons roulé	0.04	20	0.8
2- Étanchéité multicouche	0.02	6	0.12
3- Forme de pente en béton léger	0.05	18	0.9
4- Asphalte coulés+ polystyrène	2.5	26.4	0.66
5- Plancher à corps creux+dalle	16+4		2.8
6- Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
<b>charge permanente</b>	$\Sigma G=5.48$		
<b>charge d'exploitation</b>	<b>Q=1.00</b>		

b) **Plancher RDC et étage courant** : Selon le D.T.R.B.C.2.2 charges permanentes et d'exploitations on adopte :



**Figure II.3 : coupe d'un plancher à corps creux du plancher étage courants**

**Tableau II.3 : La descente de charge du plancher RDC et étages**

Niveau Désignation	Etages courants et RDC		
	Épaisseur (m)	Densité KN/m <sup>3</sup>	Poids KN/m <sup>2</sup>
1- Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2- Mortier de pose (2cm)	0.02	22	0.44
3- Sable fin pour mortier	0.02	17	0.34
4- Plancher à corps creux +dalle	16+4		2.8
5- Enduit en plâtre	0.02		0.28
6-Cloison en briques creuses	0.90		
<b>la charge permanent</b>	$\Sigma G=5.16$		
<b>la charge d'exploitation</b>	<b>Q=1.5</b>		

**c) Murs de façade extérieurs :**

- Enduit extérieur en ciment (2cm).....= 0,36 KN/m<sup>2</sup>
- Paroi en briques creuses (15cm).....= 1,30 KN/m<sup>2</sup>
- Paroi en briques creuses (10cm).....= 0,90 KN/m<sup>2</sup>
- Enduit intérieur en plâtre (1,5cm).....= 0,27 KN/m<sup>2</sup>

$$G_m = 2.83 \text{ KN/m}^2$$

En enlevant 20% de la charge du mur (ouvertures des portes et fenêtres) on obtient :

$$G_m \times 80\% = 2.83 \times 0.80 = 2.26 \text{ KN/m}^2$$

**d) Murs de façade intérieurs :**

- Enduit en plâtre(1,5cm).....0.27 KN/m<sup>2</sup>
- Brique creuses(10cm).....0.90KN/m<sup>2</sup>
- Enduit en plâtre(1,5).....0.27KN/m<sup>2</sup>

$$G_m = 1.44 \text{ KN/m}^2$$

**e) Charges d'exploitations :**

- Surcharge d'exploitation terrasse inaccessible ..... **Q = 1.00 KN/m<sup>2</sup>**
- Surcharge d'exploitation du plancher du RDC + étage courants «habitation» **Q = 1,5 KN/m<sup>2</sup>**

**II.2.3.Utilisation de la Loi de dégression de la surcharge d'exploitation :**

Dans les bâtiments à plusieurs étages, et à usages multiples et pour calculer l'ossature (poteaux, mur, fondation), on suppose que toutes les surcharges d'exploitation n'agissent pas simultanément sur tous les planchers et on détermine comme suite la surcharge  $\Sigma n$  sur les éléments porteurs du niveau « n » en fonction des surcharges qui sont appliquées sur les différents niveaux, pour leur détermination on applique 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

D'où Q : Charge d'exploitation.

$$\text{Ce qui donne : } Q = Q_0 + \left( \frac{3+n}{2n} \right) * \sum_{i=1}^n Q_i = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

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

Avec : n : Nombre d'étages.

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

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$  : Les charges d'exploitation des planchers courants respectivement du haut vers le bas.

Le coefficient  $\frac{3+n}{2n}$  étant valable pour  $n \geq 5$

Les résultats obtenus notés dans le tableau suivant :

**Tableau II.4 : loi de dégression de la surcharge d'exploitation**

Niveau	Dégression des charges par niveau	La charge (KN/m <sup>2</sup> )
terrasse	$Nq_0=1,00$	1
05	$Nq_1=q_0+q_1$	2.5
04	$Nq_2=q_0+0.95 (q_1+q_2)$	3.85
03	$Nq_3=q_0+0.9 (q_1+q_2+q_3)$	5.05
02	$Nq_4=q_0+0.85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6.1
01	$Nq_5=q_0+0.8 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7
R.D.C	$Nq_6=q_0+0.75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	7.75

à

### II.3.Pré dimensionnement des éléments porteurs :

#### a) 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.

Nous avons deux types de poutres :

Poutre principale :  $L_{max} = 4,35$  m

Poutre secondaire :  $L_{max} = 3,30$ m

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

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

Et selon le **R.P.A 99(version 2003)** on a:

$$\begin{cases} b > 20 \text{ cm..} \\ h_t > 30 \text{ cm..} \\ \frac{h_t}{b} < 4 \end{cases}$$

- Le sens longitudinal : celui de la poutre principale :

$$\begin{cases} L_{\max} = 435 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \Rightarrow d = 36 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 29 \text{ cm} \leq h_t \leq 43,5 \text{ cm} \\ 10,8 \text{ cm} \leq b \leq 14,44 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend **h<sub>t</sub> = 35cm**  
On prend **b = 30cm**

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

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1,33 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

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

Le sens transversal : celui de la poutre secondaire :

$$\begin{cases} L = 330 \text{ cm} \\ d = 0,9 h_t \Rightarrow d = 27 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 22 \text{ cm} \leq h_t \leq 33 \text{ cm} \\ 8,1 \text{ cm} \leq b \leq 10,8 \text{ cm} \end{cases}$$

On prend **h<sub>t</sub> = 30cm**  
On prend **b = 30cm**

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

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t = 30 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{cases}$$

Donc on prend la section des poutres secondaires **(30x30)cm<sup>2</sup>**

## b) Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux supportant la charge leur rôle «élément porteur»

### b.1-Principe de pré-dimension :

Les poteaux sont pré dimensionnés en compression simple. Le calcul est basé en premier lieu sur la section du poteau la plus sollicitée, ce qui correspond à un poteau de reprendre la surface du plancher la plus importante, la section afférente est la section résultante de la moitié des panneaux entourants le poteau. La section de calcul du poteau est faite de telle façon qu'il ne flambe pas, on utilise un calcul basé sur la descente du charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

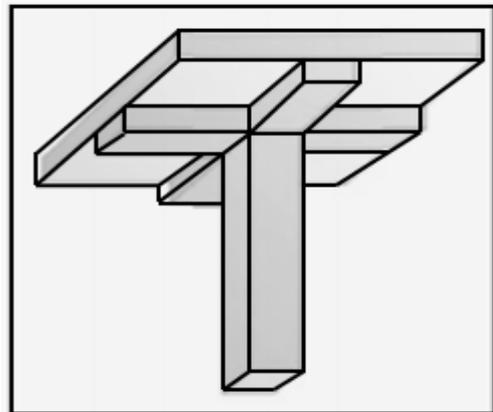


Figure II.4 : Vue en 3 D du poteau

-Calcul du poteau le plus sollicité :

On fixe notre choix aux poteaux axes (D, 2) comme il est mentionné à la figure suivante :

La surface afférente du poteau est donnée par :

$$S = [(3,30 + 3,10) \times (4,35 + 4,10)] \times 1/4 = 13,52 \text{ m}^2$$

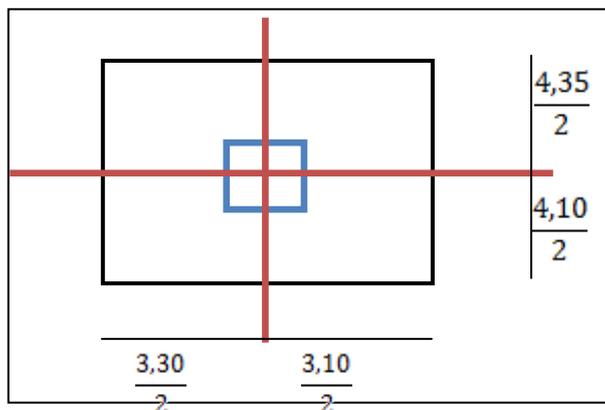


Figure II.5 : section afférente du poteau rectangulaire

On a deux types de coffrage des poteaux :

Type 1 : RDC au 3<sup>ième</sup> étage.

Type 2 : 4<sup>ième</sup> au 6<sup>ième</sup> étage

La diminution du coffrage des poteaux est fait pour des raisons d'économie

**b.2-Calcul de l'effort normal sollicitant les poteaux :****b.2.1- Efforts de compression dus aux charges permanentes  $N_G$  :**

- Plancher terrasse:  $G_t: G_t \times S = 5.48 \times 13,52 = 74,09 \text{ KN}$
- Plancher RDC + 6 étage:  $G_c: n \times G \times S = (6 \times 5.16 \times 13,52) = 418,58 \text{ KN}$
- Poutre principale:  $G_{pp} = 7(0.3 \times 0.35 \times 25 \times 4,23) = 77,73 \text{ KN}$
- Poutre secondaire:  $G_{ps} = 7(0.3 \times 0.3 \times 25 \times 3.2) = 50,4 \text{ KN}$

$n$  = le nombre de niveaux au-dessus du poteau

On doit majorer les efforts de 10 %

$$N_G = 1.1 \times (G_t + G_c + G_{pp} + G_{ps}) = 1.1 \times (74,09 + 418,58 + 77,73 + 50,4) = 682,88 \text{ KN}$$

**b.2.2- Efforts de compression dus aux charges d'exploitation  $N_Q$  :**

Par l'application de la loi de dégression on a :  $Q = 7.75 \text{ KN/m}^2$

$$N_Q = 1.1 \times Q \times S = 1.1 \times 7.75 \times 13,52 = 115,26 \text{ KN}$$

**b.2.3- Calcul de l'effort normal  $N_u$  :**

$$N_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q \longrightarrow N_u = (1.35 \times 682,88) + (1.5 \times 115,26) = 1094,78 \text{ KN}$$

**b.2.4- Détermination de  $a$  :**

On doit dimensionner les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire :

$$\lambda \leq 50$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7L_0}{i} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$L_f$  : longueur de flambement

$i$  : rayon de giration

$B$  : section des poteaux

$\lambda$  : L'élancement du poteau

$I$  : moment d'inertie de la section par rapport à un point passant par le centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

$$\begin{aligned} B &= a \cdot b \\ I &= \frac{b \cdot a^3}{12} \\ i &= \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0,289 a \end{aligned} \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$\text{On a: } L_0 = 3.23 \text{ m; } L_f = 0,7 \times 3.23 = 2.26 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{226}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{226}{0,289 \cdot 50} = 15,64 \text{ cm}$$

On prend : **a = 40 cm**

### b.2.5- Détermination de b :

Selon les règles du **B.A.E.L 91**, l'effort normal ultime  $N_u$  doit être :

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

$B_r$ : section réduite :

$$B_r = (a-2)(b-2) \text{ cm}^2 \Rightarrow B_r = (40-2) \times (b-2) = 38 \times (b-2) \text{ cm}^2$$

$A_s$ =section d'armature longitudinale :  $A_s = 0,7\% B_r$ .....**Zone I**

$$A_s = 0,7\% [38(b-2)] = 0,266 (b-2) \text{ cm}^2$$

$\alpha$  : étant un facteur réducteur de  $N_u$ , il est fonction de  $\lambda$ .

$$\lambda \leq 50 \Rightarrow \frac{L_f}{i} = \frac{226}{0,289 \times 50} = 15,64 < 50$$

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

$$\alpha = 0,85 / [1 + 0,2(15,64/35)^2] = 0,82$$

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

$$N_u \leq 0,82 \cdot \left[ \frac{38(b-2) \cdot 25 \cdot 10^2}{0,9 \cdot 1,5} + \frac{0,266(b-2) \cdot 400 \cdot 10^2}{1,15} \right]$$

$$N_u \leq 65290,49(b-2)$$

$$b \leq \frac{N_u \cdot 10^3}{65290,49} + 2 \qquad b \geq 18,76 \text{ cm} \quad \Rightarrow$$

**Donc** : on prend **b = 40 cm**.

Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):

$\min(a, b) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$ .....Condition vérifiée.

$\min(a, b) = 40 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{323}{20} = 16,15 \text{ cm}$ .....Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4$  .....Condition vérifiée.

**Donc** : **a = 40 cm**

**b = 40 cm**

On adopte une section de **(40x40) cm<sup>2</sup>**

Vu le nombre de niveau et pour une raison économique, le choix dans notre conception des poteaux à inertie variable en hauteur, les dimensions des poteaux prises en compte pour les différents niveaux de la construction seront :

RDC, 1<sup>ère</sup>, 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage:  $\longrightarrow$  **(40x40) cm<sup>2</sup>**

4<sup>ème</sup>, 5<sup>ème</sup> et 6<sup>ème</sup> étage :  $\longrightarrow$  **(35x35) cm<sup>2</sup>**

#### II.4-Pré dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés pour reprendre les charges verticales (charges et surcharges) et les transmettent aux fondations, mais aussi principalement d'assurer la stabilité et la rigidité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales dues au vent et au séisme

Le Pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 de RPA99/Version 2003. D'où leur épaisseur minimale est de **15 cm**.

De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **h<sub>e</sub>** et des conditions de rigidité aux extrémités

On considère comme voiles les éléments satisfaisants à la condition:  $L \geq 4e$ . Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

**Avec :** L : longueur du voile.

e : épaisseur du voile.

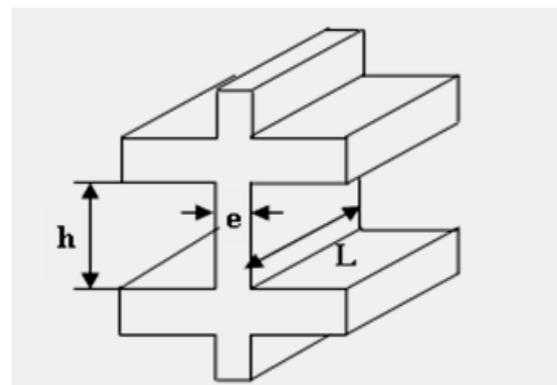
$$e \geq \max\left(\frac{he}{25} ; \frac{he}{22} ; 15\right) \text{ cm}$$

D'où : h<sub>e</sub> : hauteur d'étage ; h<sub>e</sub>= 3.23

$$\begin{cases} \frac{h_e}{25} = \frac{323}{25} = 12.92\text{cm} \\ \frac{h_e}{22} = \frac{323}{22} = 14.68\text{cm} \end{cases}$$

$e \geq \max (12.92 \text{ cm} ; 14.68 \text{ cm} ; 15\text{cm})$ .

Donc on prend l'épaisseur des voiles de contreventements : **e = 15 cm**



**Figure II.6 : Coupe de voile en élévation**

**II.5-Tableau récapitulatif :**

Le tableau suivant résume les sections des poutres (principales, secondaires), poteaux ainsi que l'épaisseur des voiles calculés pour les différents niveaux de la construction

**Tableaux II.5. Section des éléments de la structure**

	Épaisseur du plancher	Poutre principale	Poutre secondaire	Section des poteaux	Épaisseur des voiles
niveaux	Cm	Cm <sup>2</sup>	Cm <sup>2</sup>	Cm <sup>2</sup>	Cm
tér rasse	16+4	30X35	30X30		
6	16+4	30X35	30X30	35X35	15
5	16+4	30X35	30X30	35X35	15
4	16+4	30X35	30X30	35X35	15
3	16+4	30X35	30X30	40X40	15
2	16+4	30X35	30X30	40X40	15
1	16+4	30X35	30X30	40X40	15
RDC	16+4	30X35	30X30	40X40	15