

II.1 Introduction

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

Pour cela nous évaluons une descente des charges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, à tous les niveaux jusqu'à la fondation.

II.2 Pré dimensionnement Des Planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan. Dans notre structure on a deux types de planchers dalle pleine et corps creux.

II.2.1. Plancher à Dalle Pleine

a. Dalle reposant sur quatre côtés

- *Condition de sécurité contre l'incendie*

- $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

- *Condition d'isolation acoustique*

Selon les règles, 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 : 15cm.

- *Résistance à la flexion*

- Dalles reposant sur trois ou quatre cotés : $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$.

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

Dans notre cas la dalle reposant sur quatre cotés a une portée égale à : $L_x = 3,10\text{m}$

Ceci engendre

$$310 / 35 \leq e \leq 310 / 30 \quad \Rightarrow \quad 8,66 \text{ cm} \leq e \leq 10,33 \text{ cm}$$

$$e = 10 \text{ cm}$$

• **Condition De Flèche**

Nous devons vérifier que : $F_{\max} \leq \bar{F}$

- $F_{\max} \leq \frac{L}{500}$ Si la portée L est au plus égale à 5m
- $F_{\max} \leq \frac{L}{1000} + 0,5$ Si la portée L est supérieure à 5m (L en cm)

Pour ce faire, on considère une bande de dalle de largeur $b = 1\text{m}$ avec une épaisseur $e = 10\text{cm}$. Supposée travaillant comme une poutre encastree sur les deux extrémités. D'après le calcul, la flèche est non vérifiée, alors on prend $e=15\text{ cm}$. Dans le cas de poutre isostatique avec une charge uniformément répartie, la flèche maximale est donnée par :

$$F_{\max} = \frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I}$$

Avec : F_{\max} : Flèche maximale du plancher.

L : portée du plancher = 5,40m

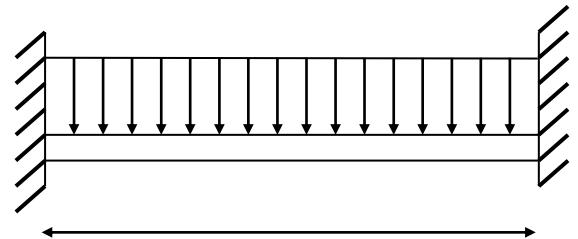


Figure II.1 : Flèche de la dalle.

e : épaisseur du plancher.

q : charge uniformément répartie déterminé à l'ELS.

E : module d'élasticité différée du béton.

I : moment d'inertie de la section $I = \frac{be^3}{12}$.

$$I = \frac{1000 \times 150^3}{12} = 2,81 \times 10^8 \text{ mm}^4 ; E = 32164,2 \text{ MPa}$$

$$\bar{F} = \frac{L}{1000} + 0,5 = 1,04 \text{ cm}$$

Les charges revenant à celle-ci sont les suivantes : (Plancher le plus chargé, voir descente de charge)

Charge permanente (RDC) : $G = 5,27 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation : $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$

$$q = (G + Q) \times b \Rightarrow q = 8,46 \text{ KN/ml}$$

$$F_{\max} = \frac{5 \times 8,46 \times (5400)^4}{384 \times 32164,2 \times 2,81 \times 10^8} = 10,36 \text{ mm}$$

$$F_{\max} = 10,36 \text{ mm} \leq \bar{F} = 10,4 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

D'après les conditions précédentes, on adopte une épaisseur $e = 15 \text{ cm}$, pour toutes les dalles.

II.2.2. Planchers à corps creux

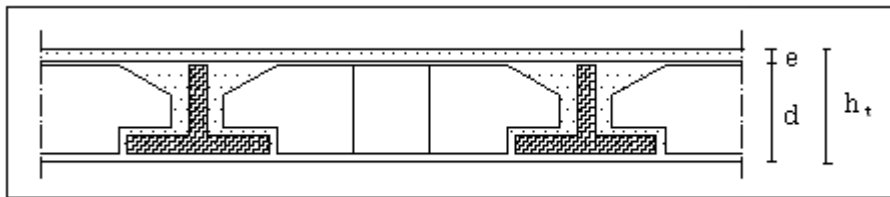


Figure II.2 : Dalle à corps creux.

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Prédimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique

suivante : $h \geq \frac{L}{22,5}$ Avec :

h : épaisseur de la dalle de compression + corps creux.

L : la portée maximale de la poutrelle

$$\text{On a : } L = 5,40 \text{ cm} \quad \text{alors} \quad h \geq 19,33$$

Donc on adopte une épaisseur de : 16 cm ; On prend : $h = (16+4) \text{ cm}$

II.3. Evaluation Des Charges

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

II.3.1. Charges Permanentes

II.3.1.1 Plancher Terrasse Inaccessible

a- Planchers à corps creux

1-Gravillon de protection (roulé) ($e=5\text{cm}$; $\rho=20\text{kN/m}^3$).....	1kN/m^2
2- Etanchéité multicouche (2 cm ; $\rho=6\text{kN/m}^3$)	$0,12\text{ kN/m}^2$
3-Forme de pente ($e_{\text{moy}}= 8\text{cm}$; $\rho=20\text{kN/m}^3$).....	$1,6\text{kN/m}^2$
4-Isolation thermique ($e=4\text{cm}$; $\rho=4\text{kN/m}^3$).....	$0,16\text{kN/m}^2$
5- Dalle à corps creux (16+4).	$2,8\text{ kN/m}^2$
6-Enduit en plâtre ($e=2\text{cm}$; $\rho=10\text{kN/m}^3$).....	$0,20\text{kN/m}^2$
	$G=5,88\text{ kN/m}^2$

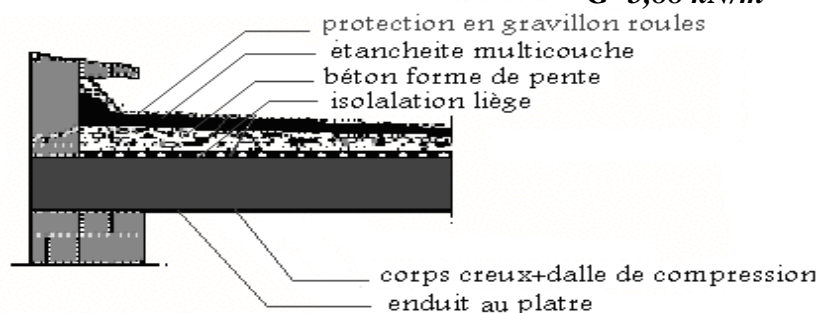


Figure II.3 : Plancher terrasse.

-Planchers à dalle pleine

2-carrelage (2 cm ; $\rho=20\text{kN/m}^3$)	$0,4\text{ kN/m}^2$
3-Lit de sable ($e_{\text{moy}}= 2\text{cm}$; $\rho=18\text{kN/m}^3$).....	$0,36\text{kN/m}^2$
4-Mortie de pose ($e=2\text{cm}$; $\rho=20\text{kN/m}^3$).....	$0,4\text{kN/m}^2$
5-Dalle pleine ($e=15\text{ cm}$).....	$3,75\text{ kN/m}^2$
6-Enduit en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=18\text{kN/m}^3$).....	$0,36\text{kN/m}^2$
	$\Sigma G=5,27\text{ kN/m}^2$

II.3.1.2. Plancher Etage Courant

a- Planchers à corps creux

1-Carrelage ($e=2\text{cm}$; $\rho=0,2\text{kN/m}^2$).....	$0,40\text{kN/m}^2$
2-Mortier de pose ($e=2\text{cm}$; $\rho=20\text{kN/m}^3$).....	$0,40\text{kN/m}^2$
3-Lit de sable ($e=3\text{cm}$; $\rho=18\text{kN/m}^3$).....	$0,54\text{kN/m}^2$
4-Plancher à corps creux (16 + 4)	$2,80\text{ kN/m}^2$
5-Enduit en plâtre ($e=2\text{cm}$; $\rho=10\text{kN/m}^3$).....	$0,20\text{kN/m}^2$
6-Cloisons de distribution ($e=10\text{cm}$).....	$1,00\text{kN/m}^2$
	$G=5,34\text{ kN/m}^2$

II.3.2 Charge D'exploitation

● Escaliers :	$Q=2.5 \text{ kN/m}^2$
● balcon acc	$Q= 3,5 \text{ kN/m}^2$
● Plancher courant	$Q= 1,5 \text{ kN/m}^2$
● Plancher terrasse inaccessible :	$Q= 1 \text{ kN/m}^2$
● Plancher sous-sol (commercial) :	$Q= 4\text{kN/m}^2$

II.3.3. Maçonnerie

Murs extérieurs

1-Enduit en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=18\text{kN/m}^3$).....	$0,36\text{kN/m}^2$
2-Brique creuse ($e=15\text{cm}$).....	$1,35\text{kN/m}^2$
3-Lame d'air ($e=5\text{cm}$).....	$0,00\text{kN/m}^2$
4-Brique creuse ($e=10\text{cm}$).....	$0,90\text{kN/m}^2$
5-Enduit au plâtre ($e=2\text{cm}$; $\rho=10\text{kN/m}^3$).....	$0,20\text{kN/m}^2$

$$G=2,81\text{kN/m}^2$$

Murs intérieurs

1- Enduit en ciment face 1 ($e=1.5\text{cm}$).....	$0,27\text{kN/m}^2$
2- Parois en brique creuse intérieur($e=10\text{cm}$).....	$0,9\text{kN/m}^2$
3- Enduit en ciment face 2 ($e=1.5\text{cm}$).....	$0,27\text{kN/m}^2$

$$G=1,44\text{kN/m}^2$$

II.4. Prédimensionnement Des Poutres Et Des Poteaux

Le système des portiques est constitué des éléments horizontaux (les poutres) et des éléments verticaux (les poteaux).

II.4.1. Prédimensionnement Des Poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs prédimensionnements sont basés sur les deux étapes suivantes :

- 1- Détermination des dimensions (h,b) à partir de formules empiriques
- 2- Vérification des conditions imposées sur (h,b) selon l'RPA 99 V 2003

Selon les formules empiriques

-la hauteur h de la poutre doit être $L/16 \leq h \leq L/10$

-La largeur b de la poutre doit être $0,3h \leq b \leq 0,6h$

Avec : L : portée de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

Selon RPA99V2003

On doit respecter les conditions suivantes :

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 20$ cm

- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 30$ cm

- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

II-4-2 Poutres principales : $L_{\max} = 540$ cm

Celui des poutres principales, d'après le B.A.E.L 91 on a :

$$\left\{ L_{\max} = 540 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 33,75 \text{ cm} \leq h_t \leq 54 \text{ cm} ; \text{On prend } h_t = 45 \text{ cm} \\ 13,5 \text{ cm} \leq b \leq 27 \text{ cm} ; \text{On prend } b = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

D'après le R.P.A 99/2003, on a :

$$\begin{cases} b = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1,29 \leq 4 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

II-4-3 poutres secondaires : $L_{\max} = 435$ cm.

Celui des poutres secondaires, d'après le B.A.E.L 91 on a :

$$\left\{ L_{\max} = 435 \text{ cm} \Rightarrow \begin{cases} 27,18 \text{ cm} \leq h_t \leq 43,5 \text{ cm} ; \text{On prend } h_t = 40 \text{ cm} \\ 12 \text{ cm} \leq b \leq 24 \text{ cm} ; \text{On prend } b = 35 \text{ cm} \end{cases}$$

D'après le R.P.A 99/2003, on a :

$$\begin{cases} b = 35 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \\ \frac{h}{b} = 1,14 \leq 4 \text{ cm} ; \text{Condition vérifiée} \end{cases}$$

II-4-4 conclusion :

-La section des Poutres principales est :(35x45)

-La section des Poutres secondaires est :(35x40)

II-5. Pré dimensionnement des 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.

Les dimensions des poteaux doivent :

- 1- Respecter les critères de résistance.
- 2- Vérifier les conditions de RPA 99.

On a 2 types de coffrage des poteaux rectangulaire :

Type I : sous-sol, RDC.

Type II : du 1^{ème} étage au 7^{ème} étage.

a) Détermination de (a) :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7 \times l_0}{i} \leq 50 ; i = \sqrt{\frac{I}{B}} ; B = a \times b ; I = \frac{b \times a^3}{12}$$

$$i = \sqrt{\frac{b \times a^3}{12 \times a \times b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = 0.289a$$

Donc on remplaçant par la valeur de i :

$$\lambda = \frac{l_f}{0.289a} = \frac{0.7 \times l_0}{0.289a} \leq 50$$

Avec :

λ : Élançement mécanique d'une pièce comprimée.

L_f : Longueur de flambement = 0,7 L₀.

L_0 : Hauteur libre de poteau.

i : Rayon de giration de la section droite du béton seule.

b) Détermination de (b) :

Selon le BAEL on a :

$$Nu \leq \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + As \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

B_r : Section réduite du poteau ; $B_r = (a - 2)(b - 2)$ [cm]²

A_s : Section d'armature longitudinale ; $A_s = 0,7\% B_r$; Parce que Zone I (**RPA 7.4.2.1**)

γ_b : coefficient de sécurité du béton $\gamma_b = 1,5$.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier $\gamma_s = 1,15$.

f_e : nuance de l'acier. $f_e = 400$ MPA.

α : Facteur réducteur de Nu, il est en fonction de λ ;

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

$f_{c28} = 25$ MPA ; $f_e = 400$ MPA ; $\gamma_b = 1,50$; $\gamma_s = 1,15$;

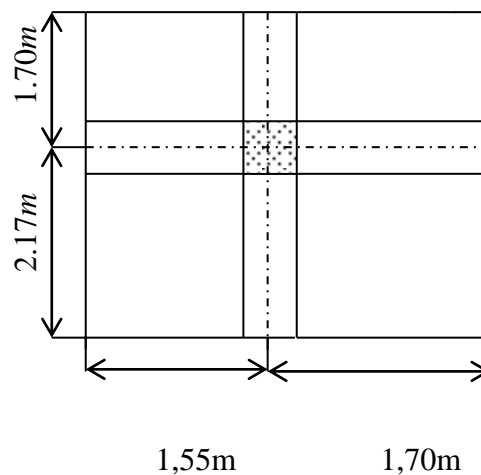
Application numérique :

Figure II.4 : La surface afférente du poteau

$$S = 3,87 \cdot 3,25 = 12,57 \text{ m}^2$$

a) Détermination de « a » :

On doit dimensionner le poteau de sorte qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire :

$$\lambda \leq 50$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7 \times 3,40}{i} ;$$

On a : $L_0 = 3,40 \text{ m}$; $L_f = 0,7 \times 3,40 = 238 \text{ cm}$.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{238}{0,289a} \leq 50 \Rightarrow a \geq \frac{238}{0,289 \times 50} = 16,47 \text{ cm}$$

On prend $a = 50$

b) Détermination de « b » :

Calcul de l'effort normal (Nu) Sollicitant les poteaux :

niveau	elements	G	surface	G f	Q	surface 2	Qf
0	Plancher terrasse	5,88	12,57	73,9116	1	12,57	12,57
	poutre p	3,9375	3,25	12,79688			
	poutre s	3,5	3,87	13,545			
	escalier	0		0	0	0	0
	Gt			100,2535			
	Qt						12,57
1							
	Plancher E C	5,34	12,57	67,1238	1,5	12,57	18,855
	poutre p	3,9375	3,25	12,79688			
	poutre s	3,5	3,87	13,545			
	escalier	0	0	0	0	0	0
	mur int	0,0954	14,9022	1,42167			
	poteau	3,0625	3,06	9,37125			
	Gt			104,2586			
	Qt						18,855
	revenant 0-0			100,2535			12,57
	total			204,5121			31,425
2							
	Plancher E C	5,34	12,57	67,1238	1,5	12,57	18,855
	poutre p	3,9375	3,25	12,79688			

	poutre s	3,5	3,87	13,545			
	escalier	0	0	0	0	0	0
	mur int	0,0954	14,9022	1,42167			
	poteau	3,0625	3,06	9,37125			
	Gt			104,2586			
	Qt						18,855
	revenant 1-1			204,5121			31,425
	total			308,7707			47,766
3							
	Plancher E C	5,34	12,57	67,1238	1,5	12,57	18,855
	poutre p	3,9375	3,25	12,79688			
	poutre s	3,5	3,87	13,545			
	escalier	0	0	0	0	0	0
	mur int	0,0954	14,9022	1,42167			
	poteau	3,0625	3,06	9,37125			
	Gt			104,2586			
	Qt						18,855
	revenant 2-2			308,7707			47,766
	total			413,0293			59,9589
4							
	Plancher E C	5,34	12,57	67,1238	1,5	12,57	18,855
	poutre p	3,9375	3,25	12,79688			
	poutre s	3,5	3,87	13,545			
	escalier	0	0	0	0	0	0
	mur int	0,0954	14,9022	1,42167			
	poteau	3,0625	3,06	9,37125			
	GT			104,2586			
	Qt						18,855
	revenant 3-3			413,0293			59,9589
	total			517,2879			66,99182
5							

	Plancher E C	5,34	12,57	67,1238	1,5	12,57	18,855
	poutre p	3,9375	3,25	12,79688			
	poutre s	3,5	3,87	13,545			
	escalier	0	0	0	0	0	0
	mur int	0,0954	14,9022	1,42167			
	poteau	3,0625	3,06	9,37125			
	Gt			104,2586			
	Qt						18,855
	revenant 4-4			517,2879			66,99182
	total			621,5464			68,67745
6							
	Plancher E C	5,34	12,57	67,1238	1,5	12,57	18,855
	poutre p	3,9375	3,25	12,79688			
	poutre s	3,5	3,87	13,545			
	escalier	0	0	0	0	0	0
	mur int	0,0954	14,9022	1,42167			
	poteau	3,0625	3,06	9,37125			
	Gt			104,2586			
	Qt						18,855
	revenant 5-5			621,5464			68,67745
	total			725,805			65,64934
7							
	Plancher E C	5,34	12,57	67,1238	1,5	12,57	18,855
	poutre p	3,9375	3,25	12,79688			
	poutre s	3,5	3,87	13,545			
	escalier	0	0	0	0	0	0
	mur int	0,0954	14,9022	1,42167			
	poteau	3,0625	3,06	9,37125			
	Gt			104,2586			
	Qt						18,855
	revenant 6-6			725,805			65,64934

	total			830,0636			59,99808
8							
	Plancher E C	5,34	12,57	67,1238	4	10,912	43,648
	poutre p	3,9375	3,25	12,79688			
	poutre s	3,5	3,87	13,545			
	escalier	0	0	0	0		0
	mur int	0,0954	14,9022	1,42167			
	poteau	3,0625	3,06	9,37125			
	Gt			104,2586			
	Qt						43,648
	revenant 7-7			830,0636			59,99808
	total			934,3222			71,5158

Tableau II .1.Calcul de l'effort normal

$$N_g = 1.1 \times 934,32 = 1027$$

$$N_q = 1.1 \times 71,51 = 78,67$$

$$\text{l'effort normal } N_u : N_u = 1.35N_g + 1.5N_q = 1504,45$$

$$B_r = (30 - 2)(b - 2) = 33(b - 2) [cm]^2$$

$$A_s = 0.7\% \times B_r = 0,007 \times [33(b - 2)] = 0,231(b - 2)[cm]^2 \quad 0.7\% \text{ car zone I}$$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{23,53}{35}\right)^2} = 0.77$$

$$1504,45 \leq 0.77 \left[\frac{33(b - 2)25}{0.9 \times 1.5 \times 10} + \frac{0.231(b - 2)400}{1.15 \times 10} \right]$$

$$1504,45 \leq 53,58 (b - 2) \rightarrow b \geq \frac{1611,61}{53,58} = 30,07 \text{ cm}$$

On prend : $b = 50 \text{ cm}$.

II.5.1.1. Vérification des conditions du R.P.A 99(version 2003):

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (a,b) = 50 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min (a,b) = 50 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{340}{20} = 17 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Soit : $a = b = 50 \text{ cm}$

II.5.2. Prédimensionnement des poteaux de type2:

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (a,b) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \min (a,b) = 40 \text{ cm} > \frac{h_e}{20} = \frac{306}{20} = 15,30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} = 1 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Soit : $a = b = 40 \text{ cm}$

Type I : sous-sol, RDC.

La section du poteau est : (50x50).

Type II : du 1^{ème} étage au 7^{ème} étage.

La section du poteau est : (40x40).

II.6. Les poutrelles :

D'après les règles (**BAEL91**), la longueur de la dalle de compression sera calculée à partir de la plus petite des valeurs suivantes de « b_1 ».

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \geq (L_n - b_0) / 2. \\ b_1 \geq L / 10. \\ b_1 \geq 8 h_0. \\ b_1 \leq \min \{L_0/2; L/10; 8h_0\} \end{array} \right. \quad (\text{A 4.1.3 du BAEL 91})$$

Avec :

L_n : la distance entre axes de nervures ; $L_n = 65 \text{ cm}$.

L : La portée entre nus d'appuis.

h_0 : La hauteur de la nervure.

b_0 : Épaisseur de la nervure.

On prend :

$$b_0 = 12 \text{ cm.}$$

b_1 : doit vérifier les conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} \blacksquare b_1 \geq (65 - 12) / 2 \geq 26,5 \text{ cm.} \\ \blacksquare b_1 \geq 435 / 10 \geq 43,5 \text{ cm.} \\ \blacksquare b_1 = 8 \cdot 4 = 32 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$b_1 = \min (26,5 ; 43,5 ; 32) \rightarrow \text{on prend } b_1 = 26,5 \text{ cm.}$$

$$b = 2 b_1 + b_0 \Rightarrow b = 65 \text{ cm.}$$

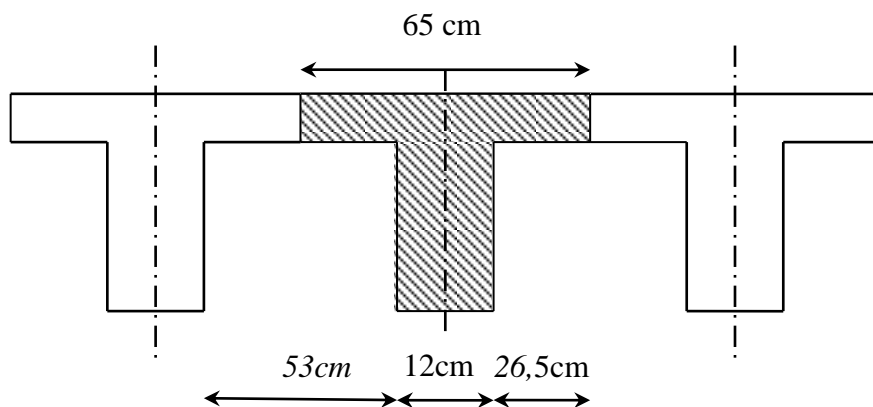


Figure II-5: Dimensions de la nervure.

II.7. Prédimensionnement Des Voiles

Le Prédimensionnement des murs en béton armé justifié par l'article 7.7 de *RPA99 version 2003*

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 (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le *RPA99 version 2003* article 7.7.1 les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition :

$L \geq 4e$; Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile.

L'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 indiquées.

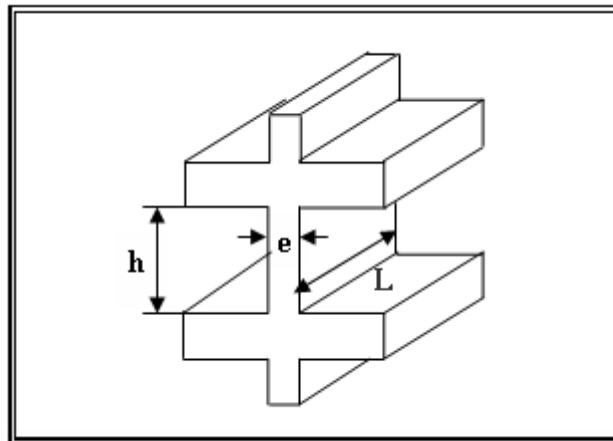


Figure II.6 : Coupe de voile en élévation

$$e \geq (h_e/22; 15 \text{ cm}).$$

$$h_e = 3,40 - 0,45 = 2,95 \text{ m}$$

$$h_e/22 = 2,95/22 = 13,40 \text{ cm}$$

$$e \geq (13,40 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}).$$

$$L \geq 4.e = 80 \text{ cm}$$

Soit l'épaisseur des voiles : **e = 20 cm**

II.8. L'ACROTÈRE

II.8.1. Introduction

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1\text{kN/ml}$.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes : Largeur $b=100\text{cm}$ Hauteur $H=60\text{cm}$ Epaisseur $e=10\text{cm}$

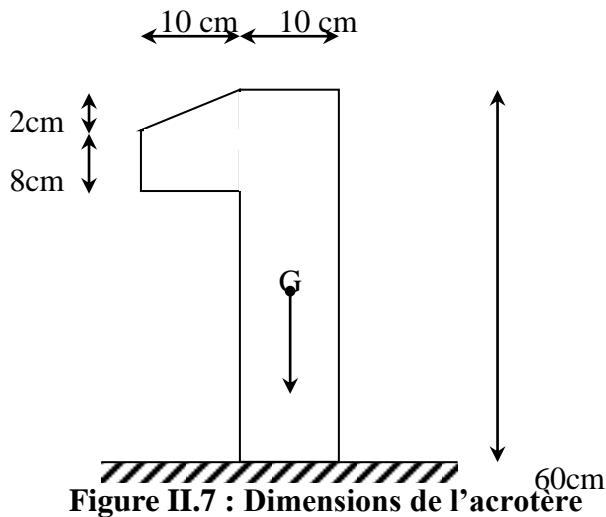


Figure II.7 : Dimensions de l'acrotère

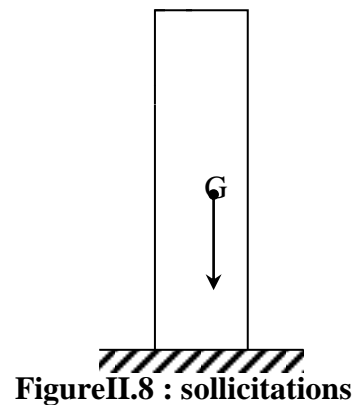


Figure II.8 : sollicitations

II.8.2. Evaluation Des Charges

1. Charges permanentes

Surface de l'acrotère :

$$S = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069 \text{ cm}^2$$

Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{ kN/ml}$$

Revêtement en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=20\text{kN/m}^3$) :

$$\text{Périmètre} = 0,6 + 0,10 + 0,102 + 0,08 + 0,5 = 1,382 \text{ m}^2$$

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{\text{érimètre}} = 20 \times 0,02 \times 1,382 = 0,55 \text{ kN/ml}$$

$$\mathbf{G=2,278\text{kN/ml}}$$

2. Charge d'exploitation :

$$\mathbf{Q=1,00\text{kN/ml}}$$