

II.1 Introduction:

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage ainsi que les matériaux nous passons au pré dimensionnement des éléments tels que les planchers, les poutres, les poteaux, les voiles et la toiture.

II.2 Les planchers :

Les planchers sont des éléments porteurs qui permettent de séparer deux étages consécutifs d'un bâtiment, et doivent être capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

II.2.1 Plancher en corps creux :

Il est constitué de corps creux et d'une dalle de compression ferraillée d'un treillis soudé, reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé.

Le plancher doit être conçu de telle sorte à supporter son poids propre et les surcharges d'exploitations.

Son épaisseur est donnée par la formule suivante :

$$ht \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

avec :

h_t : Hauteur totale du plancher.

L_{max} : Portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles.

Selon le RPA99v2003, les dimensions minimales des poteaux dans zone IIa sont de (25 x25).

$$L_{max} = 4.12 - 0.25 = 3.87\text{m} = 387\text{cm}$$

$$Ht \geq \frac{L_{max}}{22.5} \Rightarrow ht \geq \frac{387}{22.5} = 17.0\text{cm} \rightarrow ht = 20\text{ cm.}$$

Soit 16cm pour la hauteur du corps creux et 4 cm pour l'épaisseur de la dalle de compression.

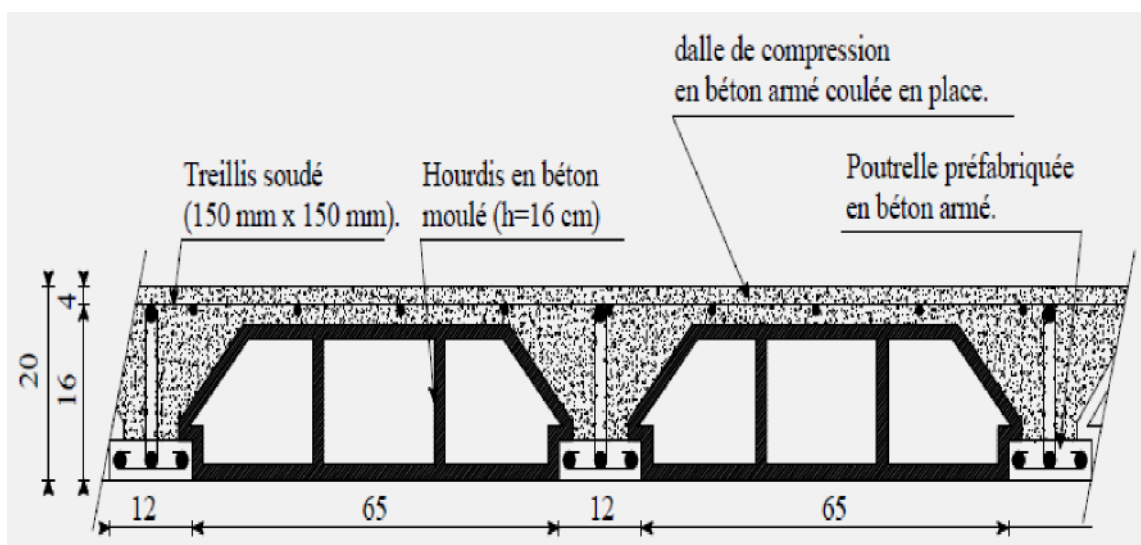


Figure II-1 : Coupe d'un plancher à corps creux.

II.2.2. Planchers en Dalle pleine :

La valeur de l'épaisseur des dalles doit permettre de satisfaire aux conditions relatives à la résistance à l'effort tranchant et l'état-limite de déformation ; le cas échéant à la résistance à l'incendie et à l'isolation phonique.

Pour les panneaux intermédiaires portant dans une ou deux directions, l'épaisseur est donnée par $L/35$. Avec « L » longueur maximale du panneau = 4.90, nous aurons $e = 14$ cm.

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de $e = 16$ cm.

Nous opterons donc pour une dalle pleine 16cm d'épaisseur.

II.3 Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place. En fonction de leur portance, on distingue les poutres principales qui constituent les appuis pour les poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Le pré dimensionnement des poutres sera effectué selon la loi suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec L_{max} : longueur maximale de la poutre entre nus de poteaux

Pour les poutres principales, la longueur max est égale à $L_{max} = 4,59 - 0,25 = 4,34$ m, nous aurons donc :

$$\frac{434}{15} \leq h_t \leq \frac{434}{10} \Rightarrow 28.93 \leq h_t \leq 43.4 \text{ soit } h_t = 40 \text{ cm}$$

La largeur « b » des poutres est donnée par la formule suivante :

$$0.4 h_t \leq b \leq 0.7 h_t$$

Ce qui nous donne :

$$0.4(40) \leq b \leq 0.7(40) \Rightarrow 16 \leq b \leq 28 \text{ soit } b = 25 \text{ cm}$$

Vérification des exigences RPA 99 version 2003 /Art 7.5.1 :

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 du RPA99 /V2003

- ✓ $h \geq 30 \text{ cm}$ $40 \geq 30 \text{ cm} \rightarrow$ vérifié
- ✓ $b \geq 20 \text{ cm}$ $25 \geq 20 \text{ cm} \rightarrow$ vérifié
- ✓ $h/b \leq 4$ $1.6 \leq 4 \rightarrow$ vérifié
- ✓ $b_{max} \leq 1.5h + b$ $b = 25 \text{ cm} \leq 1.5h + b = 85 \rightarrow$ vérifié

Pour les poutres secondaires, L_{max} est égale à $(4.12 - 0.25) = 3.87$ m, ce qui nous donne

$$25.8 \leq h_t \leq 38.7$$

Nous retiendrons $h_t = 35 \text{ cm}$ et une largeur de 25 cm.

Vérification des exigences RPA 99 version 2003 /Art 7.5.1 :

- ✓ $h \geq 30\text{cm}$ $35 \geq 30\text{ cm} \rightarrow \text{vérifié}$
- ✓ $b \geq 20\text{cm}$ $25 \geq 20\text{cm} \rightarrow \text{vérifié}$
- ✓ $h/b \leq 4$ $1.4 \leq 4 \rightarrow \text{vérifié}$
- ✓ $b_{\text{max}} \leq 1.5h + b$ $b = 25\text{cm} \leq 1.5ht + b = 77,5 \rightarrow \text{vérifié}$

D'autre part, en fonction des dimensions des poteaux les poutres doivent respecter les dimensions suivantes

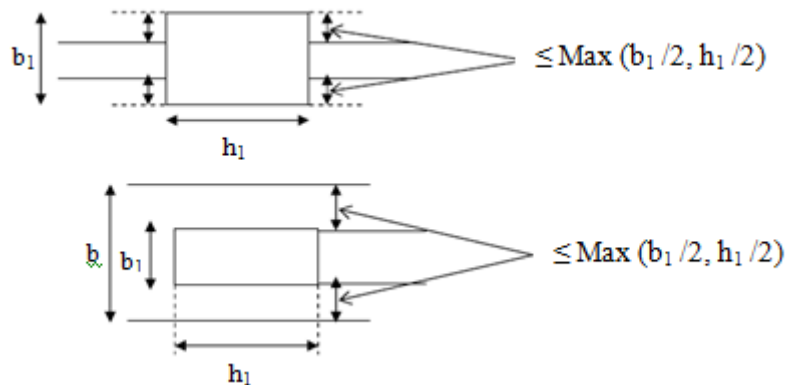


Figure II-2 : Les dimensions à respecter pour les poutres.

II.3.3 Conclusion :

Les sections adoptées pour les poutres sont:

Poutres principales : $(25 \times 40)\text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $(25 \times 35)\text{ cm}^2$

II.4 Les Poteaux :

Le pré dimensionnement des poteaux se fera à L'ELS pour le poteau le plus sollicité en compression simple, en supposant que seul le béton reprend la totalité des charges.

L'effort N_s sera déterminé en faisant une descente des charges et en respectant les limites imposées par le RPA 99 v2003.

Le RPA nous impose pour la zone IIa que les dimensions transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes:

- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$.
- $\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$.
- $1/4 < b_1 / h_1 < 4$.

Pour nos calculs la section minimale des poteaux exigée par le RPA est de $(25 \times 25)\text{ cm}^2$.

La section du poteau est calculée par la formule suivante :

$$S \geq N_s / \sigma_{bc}$$

Avec

$N_s = G + Q$ = effort normal maximal à la base du poteau

G : charge permanente

Q : surcharge d'exploitation

$\sigma_{bc} = 0.6f_{c28}$ = contrainte admissible du béton à l'ELS

II.5 Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, et à reprendre une partie des charges verticales. Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l'Article (7.7.1. du RPA99 v 2003) qui définit ces éléments comme devant satisfaire la condition :

$$L \geq 4 e_p$$

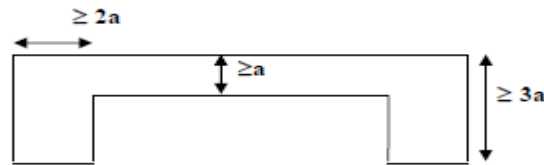
Avec :

e_p : épaisseur du voile

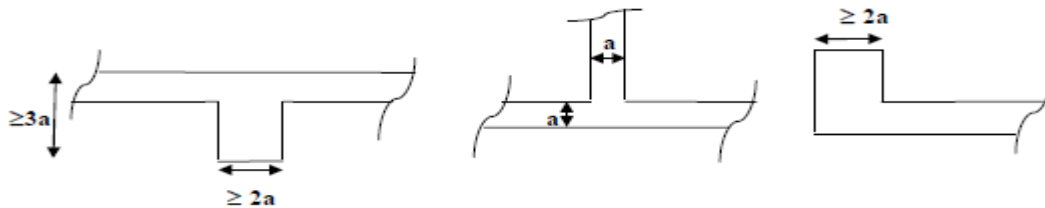
L : longueur du voile.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage « h_e » et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15 cm comme l'indique la figure suivante.

1er cas : $\alpha \geq h_e/25$:



2er cas : $\alpha \geq h_e/22$:



3er cas : $\alpha \geq h_e/20$:

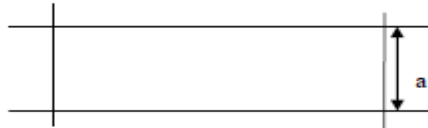


Figure II.3: Epaisseur des voiles en fonction de la forme du voile.

l : largeur de voile
 h_e : hauteur d'un voile
 a : l'épaisseur de voile

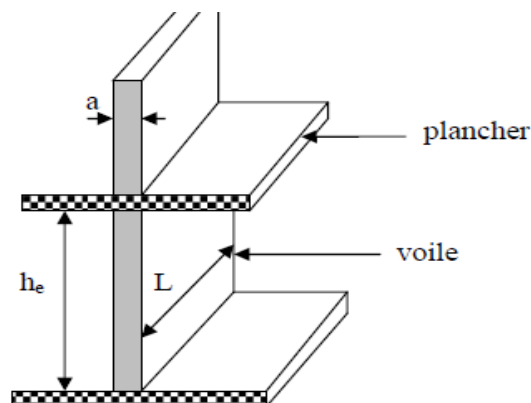


Figure II-4 : Coupe de voile en élévation.

II.5.1 Epaisseur des voiles :

Dans notre cas, l'épaisseur des voiles est donnée par $e = h_e/20$.

Avec $h_e = h - e_p$, h : hauteur d'étage et e_p l'épaisseur de la dalle ou du plancher

Nous aurons donc :

a) Pour l'étage courant :

$$h_e = 306 - 16 = 290\text{cm} \rightarrow h_e/20 = 290/20 = 14.5\text{ cm} \Rightarrow e \geq 14.5\text{cm} \Rightarrow \text{on prend : } e = 20\text{ cm}$$

b) Pour le Rez de chaussée :

$$h_e = 510 - 16 = 494\text{cm} \rightarrow h_e/20 = 494/20 = 24.7\text{ cm} \Rightarrow e_p \geq 24.7\text{cm}$$

On adoptera des voiles de 30cm d'épaisseur pour l'ensemble de la structure.

II.5.2 Longueur des voiles :

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à 4 fois son épaisseur, soit :

$$L_{\min} \geq 4a = 4 \times 30 = 120\text{ cm}.$$

Vérification des exigences du RPA 99 version 2003 (Art 7.7.1) :

- $a = 30\text{cm} \Rightarrow a \geq 15\text{cm} \rightarrow$ condition vérifiée.
- pour notre structure, la longueur du voile le plus court est de $L = 1.425\text{ m} \geq 1.20\text{ m}$ \rightarrow condition vérifiée.

II.6 Détermination des charges et surcharges : (DTR B.C.2.2)**II.6.1 Charges permanentes G:**

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour réaliser le bâtiment. Sont disponibles dans le Document Technique Réglementaire (D.T.R) des charges permanentes et charges d'exploitation.

a) Plancher d'étage courant (corps creux) :

N°	Désignation	Epaisseur e (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charge G (KN/m ²)
1	Maçonnerie en brique creuse	0.10	/	0.90
2	Revêtement en carrelage	0.03	20	0.40
3	Mortier de pose	0.03	22	0.60
4	Couche de sable	0.03	20	0.66
5	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
Charge permanente totale				5.56

Tableau II.1 : Charges permanentes (G) étage courant.

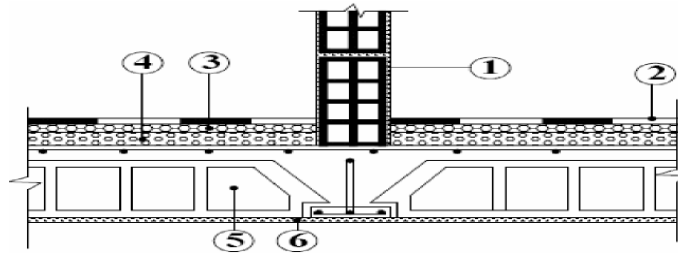


Figure II.5 : Coupe du plancher étage courant.

b) Dalle pleine :

N°	Désignation	Epaisseur(m)	Poids volumique (KN/m ³)	Charges (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20.00	0.4
2	Mortier de pose	0.03	20.00	0.6
3	Couche de sable	0.02	18.00	0.3
4	Plancher en dalle pleine	0.16	25.00	4.0
5	Enduits de ciment	0.02	20.00	0.40
				G=5.7

c) La maçonnerie :

- Murs extérieurs :
En double cloisons (avec brique creuse)

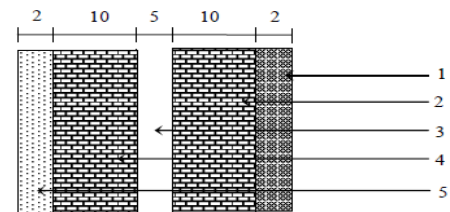


Figure II.6 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

N°	Désignation de l'élément	L'épaisseur(m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charges (KN / m ²)
1	Mortier de ciment	0.02	18	0.36
2	Briques creuses	0.10	/	0.90
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Briques creuses	0.10	/	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	0,10	0.20
Charge permanente totale				2.36

Tableau II.2 : Charges permanentes revenant aux murs extérieurs.

- Murs intérieurs :
En simple cloison (avec brique creuse)

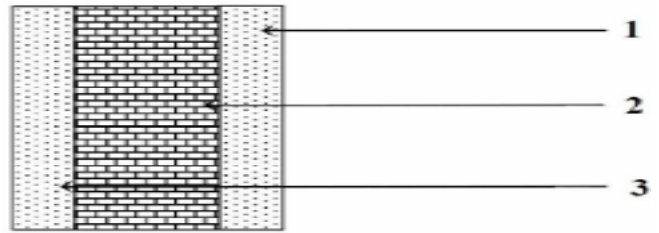


Figure II.7 : Coupe verticale d'un mur intérieur.

N°	Désignation de l'élément	Epaisseur (m)	Poids volumique γ (KN/m ³)	Charges G (KN / m ²)
1	Enduit de plâtre	0.02	0.10	0.20
2	Briques creuses	0.10	/	0.90
5	Enduit de plâtre	0.02	0.10	0.20
Charge permanente totale				1.30

Tableau II.3 : Charges permanentes revenant aux murs intérieurs.

d) Toiture :

Elément constituant la toiture	G (KN/m ²)
Tuiles mécaniques à emboîtement (lites compris)	0.4
Chevrons et pannes	0.1
Murs pignons (cloison)	0.9
Charge permanente totale	1.4

Tableau II.4: Charges permanentes de la toiture.

II.6.2 Charges d'exploitation Q:

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation "normale". Les surcharges utilisées dans la suite des calculs sont :

Elément	Q (KN/m ²)
Plancher toiture	1
Plancher d'étage courant à usage d'habitation	1.5
Escalier	2.5
Plancher de RDC à usage commercial	4.0
La dalle pleine	3.5

Tableau II.5: Charges d'exploitation.

II.7 Descente de charges :

La descente de charges est obtenue en déterminant les efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre, poteau, voile), appelées surfaces d'influence.

II.8 Calcul des charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité :

II.8.1 Surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

Calcul de la surface revenant au poteau le plus sollicité :

a) Surface du plancher:

$$S_p = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

Avec:

$$S_1 = 1.85 \times 2.10 = 3.88 \text{ m}^2 = S_4$$

$$S_2 = 2.07 \times 1.85 = 3.83 \text{ m}^2 = S_3$$

$$S_p = 15.42 \text{ m}^2$$

b) Surface de la poutre principale :

$$S_{pp} = 0.25 (2.10 + 2.07) = 1.04 \text{ m}^2$$

c) Surface de la poutre secondaire :

$$S_{ps} = 0.25 (1.85 + 1.85) = 0.93 \text{ m}^2$$

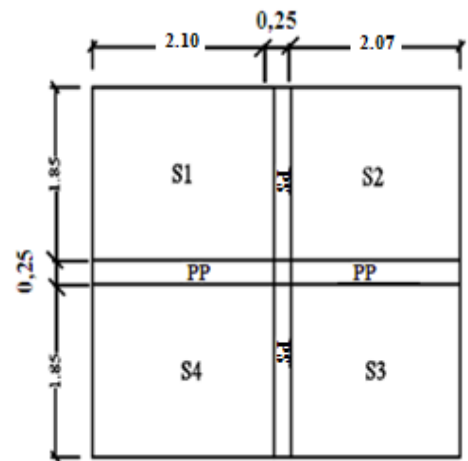


Figure II.8 : vue en plan surface d'influence

S : la surface du plancher revenant au poteau le plus sollicité :

$$S = S_p + S_{pp} + S_{ps}$$

$$S = 15.42 + 1.04 + 0.93 = 17.39 \text{ m}^2$$

S' : La surface revenant à la charge d'exploitation du plancher revenant au poteau est :

$$S' = [(2.10 + 0.25 + 2.07) \times (1.85 + 0.25 + 1.85)] = 17.46 \text{ m}^2$$

II.8.2 Le calcul de la surface de la toiture inclinée :

IL se fait en tenant compte de l'inclinaison de la toiture. Dans notre cas nous avons 2 pentes différentes α_1 et α_2

Calcul α_1 :

$$\text{On a : } \tan \alpha_1 = 2.9/4.4 = 0.66 \text{ d'où : } \alpha_1 = 33.4^\circ$$

Calcul X_1 et X_2 :

$$\cos \alpha_1 = L/X_1 \quad (L: \text{portée entre poteaux})$$

$$\cos \alpha_1 = L_1/X_1 \Rightarrow X_1 = L_1 / \cos \alpha_1 = 4.4 / \cos 33.4 = 4.4 / 0.835 = 5.27 \text{ m}$$

$$\cos \alpha_1 = L_2/X_2 \Rightarrow X_2 = L_2 / \cos \alpha_1 = 0.48 / \cos 33.4 = 0.48 / 0.835 = 0.57 \text{ m}$$

Calcul de α_2 :

$$\text{On a : } \tan \alpha_2 = 1.32/3.75 = 0.352 \quad \text{D'où : } \alpha_2 = 19.4^\circ$$

$$\cos \alpha_2 = L_3/X_3 \Rightarrow X_3 = L_3 / \cos \alpha_2 = 3.75 / \cos 19.4 = 3.75 / 0.943 \Rightarrow X_3 = 3.98 \text{ m}$$

La portée revenant au poteau le plus sollicité est :

$$X_1 / 2 = 5.27 / 2 = 2.63\text{m}$$

$$(X_2 + X_3) / 2 = (0.57 + 3.98) / 2 = 2.28\text{m}$$

La surface de la toiture sera donc égale à :

$$S_t = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

Avec:

$$S_1 = S_4 = 1.85 \times 2.63 = 4.86\text{m}^2$$

$$S_2 = S_3 = 1.85 \times 2.28 = 4.22\text{m}^2$$

$$S_t = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 18.16\text{m}^2$$

$$S' = (1.85 + 0.25 + 1.85) (2.63 + 0.25 + 2.28) = 20.38\text{m}^2$$

II.8.3 Charges permanents:

II.8.3.1 Poids des poutres :

a) Poutres principales :

$$G_{pp} = 0.30 \times 0.45 \times (2.10 + 2.07) \times 25 = 14.07\text{ KN}.$$

b) Poutres secondaires :

$$G_{ps} = 0.30 \times 0.40 \times (1.85 + 1.85) \times 25 = 11.10\text{ KN}.$$

D'où le poids des poutres est de :

$$G_p = 14.07 + 11.10 = 25.17\text{ KN}.$$

c) Poutre de la toiture :

$$G_p = (1.85 + 1.85) \times 0.25 \times 0.25 \times 25 + (2.65 + 2.28) \times 0.25 \times 0.25 \times 25$$

$$G_p = 5.78 + 7.70 = 13.48\text{ KN}$$

II.8.3.2 Poids des planchers :

a) Plancher étage courant :

$$G_{ec} = 15.42 \times 5.56 = 85.74\text{ KN}.$$

b) Plancher toiture:

$$G_{toiture} = 18.16 \times 1.4 = 25.42\text{ KN}$$

II.8.3.3 Poids des poteaux :

$$G_{S/Sol} = 0.45 \times 0.45 \times 3.06 \times 25 = 15.49\text{ KN}$$

$$G_{RDC1(ec1)} = 0.45 \times 0.45 \times 2.55 \times 25 = 12.91\text{ KN}.$$

$$G_{RDC2(ec2)} = 0.45 \times 0.45 \times 5.10 \times 25 = 25.82\text{ KN}.$$

$$G_{ec(3.4.5.6)} = 0.40 \times 0.40 \times 3.06 \times 25 = 12.24\text{ KN}$$

$$G_{toiture} = 0.40 \times 0.40 \times 5.12 \times 25 = 20.48\text{ KN}$$

II.8.4 Surcharge des planchers :

$$Q_{toiture} = S' \times 1 = 20.38 \times 1 = 20.38\text{ KN}.$$

$$Q_{\text{étage courant}} = S' \times 1.5 = 17.46 \times 1.5 = 26.19\text{ KN}.$$

$$Q_{\text{étage commercial}} = S' \times 4 = 17.46 \times 4 = 69.84\text{ KN}.$$

II.9 Loi de dégression des charges :

Les règles de BAEL 91 ainsi que le document technique réglementaire DTR BC 2-2 nous proposent des lois de dégression des surcharges pour les bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement possédant un grand nombre de niveaux, et ceci pour tenir compte de non simultanéité des surcharges d'exploitation sur tous les planchers (DTR BC 2-2/6-1).

Soit : Q_0 : la charge d'exploitation sur le toit couvrant le bâtiment.

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$: les charges d'exploitation respectivement des niveaux 1, 2, 3, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

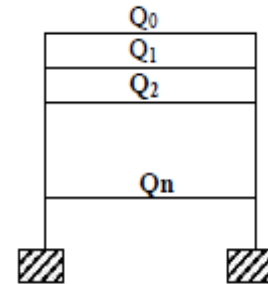
La loi de dégression est définie comme suit :

$$\sum n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \sum_{i=1}^n Q_i \text{ pour } : n \geq 5$$

Q_0 : surcharge d'exploitation de la toiture.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i .

n : numéro de l'étage du haut vers le bas



Le coefficient $\left(\frac{3+n}{2n}\right)$ étant valable pour les niveaux $n \geq 5$ et il est donné par le tableau suivant :

Niv	Toit	6	5	4	3	2	1	S.sol1	S.sol2	S.sol3
Coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.71	0.68	0.66

Les surcharges cumulées Q_c :

Niveaux	Opérations	Q_c (KN)
Toiture	$Q_0 = 1 \times 20.38$	20.38
6	$Q_0 + Q_1 = (20.38 + 26.19)$	46.57
5	$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 20.38 + 0.95 (26.19 \times 2)$	70.14
4	$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 20.38 + 0.90 (26.19 \times 3)$	91.09
3	$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 20.38 + 0.85 (26.19 \times 4)$	109.43
2	$Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_5) = 20.38 + 0.80 (69.84 + 26.19 \times 5)$	181.01
1	$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_6) = 20.38 + 0.75 (69.84 + 26.19 \times 6)$	190.61
S.sol1	$Q_0 + 0.71 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_7) = 20.38 + 0.71 (69.84 + 26.19 \times 7)$	200.13
S.sol2	$Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_8) = 20.38 + 0.68 (69.84 + 26.19 \times 8)$	210.34
S.sol3	$Q_0 + 0.66 (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_9) = 20.38 + 0.66 (69.84 + 26.19 \times 9)$	222.04

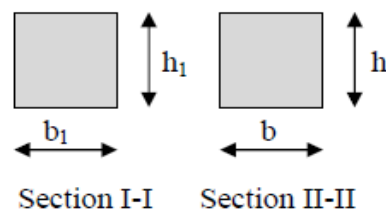
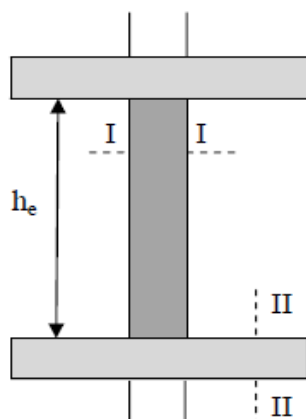
Niveau	Charges permanentes (KN)					Surcharges D'exploitation (KN)		Efforts normaux $N_s=G+Q$ (KN)	Section trouvée $S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$ (cm ²)	Section adoptée (cm ²)
	Poids des planchers (KN)	Poids des poutres (KN)	Poids Des poteaux (KN)	G totale (KN)	G cumulée (KN)	Qi	QC			
Toiture	25.42	13.48	20.48	59.38	59.38	20.38	20.38	79.76	53.17	40×40
6 ^{eme}	85.74	25.17	12.24	123.15	182.53	26.19	46.57	229.10	152.73	40×40
5 ^{eme}	85.74	25.17	12.24	123.15	305.68	26.19	72.76	378.44	252.29	40×40
4 ^{eme}	85.74	25.17	12.24	123.15	428.83	26.19	98.95	581.78	387.85	40×40
3 ^{eme}	85.74	25.17	12.24	123.15	551.98	26.19	125.14	677.12	451.41	40×40
2 ^{eme}	8574	25.17	12.91	123.82	675.80	69.84	194.98	870.78	580.52	45×45
1 ^{eme}	85.74	25.17	12.91	123.82	799.62	26.19	221.17	1020.79	680.52	45×45
1 ^{er} s.sol	85.74	25.17	1549	126.40	926.02	26.19	247.36	1173.38	782.25	45×45
2 ^{eme} s.sol	8574	25.17	15.49	126.40	1052.42	26.19	273.55	1325.97	883.98	45×45

Tableau II.6 : Récapitulatif de la descente de charge.

Vérification de la section des poteaux :(RPA99v 2003 Art7.4.1)

D'après l'article 7.4.1 RPA nous avons les dimensions minimales suivantes :

- $\min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$ en zone IIa
- $\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$
- $0.25 \leq \frac{b}{h} \leq 4$



	Etages courants (3 ^{ème} 6 ^{ème})	Etages courants (1 ^{er} et 2 ^{ème})	S.Sols (1 ^{er} et 2 ^{ème})
$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$	$\text{Min}(40, 40) \geq 25\text{cm}$ $\Rightarrow \text{CV}$	$\text{Min}(45, 45) \geq 25\text{cm}$ $\Rightarrow \text{CV}$	$\text{Min}(45, 45) > 25\text{cm}$ $\Rightarrow \text{CV}$
$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	$\text{Min}(40, 40) \geq \frac{306}{20}$ $\Rightarrow \text{CV}$	$\text{Min}(45, 45) \geq \frac{255}{20}$ $\Rightarrow \text{CV}$	$\text{Min}(45, 45) \geq \frac{306}{20}$ $\Rightarrow \text{CV}$
$0.25 \leq \frac{b}{h} \leq 4$	$0.25 \leq \frac{40}{40} \leq 4$ $\Rightarrow \text{CV}$	$0.25 \leq \frac{45}{45} \leq 4$ $\Rightarrow \text{CV}$	$0.25 \leq \frac{45}{45} \leq 4$ $\Rightarrow \text{CV}$

Conclusion :

Les conditions du RPA sont vérifiées, toutes les sections des poteaux sont admissibles.

II.10 Vérification au flambement : (Art B.8.3.31 / BAEL 91 modifié 99)

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme, qui peut survenir dans les éléments comprimés de la structure lorsque ces derniers sont élancés.

Le calcul des poteaux au flambement consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

Avec :

λ : Elancement du poteau.

L_f : Longueur de flambement ($L_f = 0.7 l_0$)

l_0 : Longueur libre du poteau

i_{\min} : Rayon de giration $i = \left(\frac{I}{B}\right)^{1/2}$

B : Section transversale du poteau ($B = b \cdot h$)

I : Moment d'inertie du poteau ($I_{\min} = hb^3/12$)

En remplaçant « L_f » et « i » dans l'équation de « λ » on trouve : $\lambda = 2.42 \frac{l_0}{b}$

Poteau du plancher étages courants (40×40) :

$$\lambda = 2.42 \frac{306}{40} = 18.51 \rightarrow \lambda < 50 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Poteau du plancher (1^{er} et 2^{ème}) étages (45×45) :

$$\lambda = 2.42 \frac{255}{45} = 13.71 \rightarrow \lambda < 50 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Poteau du plancher 1^{er} s.sol et 2^{èmes}.sol (45×45) :

$$\lambda = 2.42 \frac{306}{45} = 16.46 \rightarrow \lambda < 50 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Puisque toutes les conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas de risque de flambement.