



MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE «ABBES LAGHROUR» DE KHENCHELA
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE



Département de Génie Civil

N° de série :...

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)

Spécialité : Génie civil

Option : Structure

ETUDE D'UN BATIMENT R+5 A USAGE D'HABITATION

Dirigé par : M. LEKOUARA Laid MAA

*Réalisé par : -HAFSAOUI RABIE
-DJARMOUNE BAHAEDDINE*

Membres de jury :

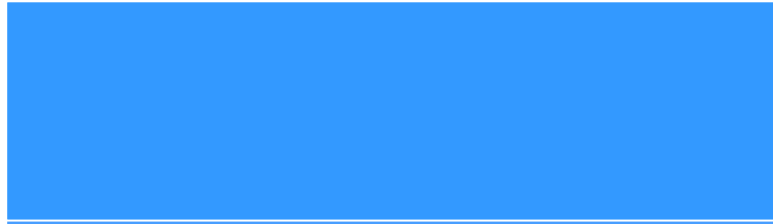
<i>Mr. BOUHADRA abdelhakim</i>	<i>MAA</i>	U.abbes laghrou khenchela	<i>PRESIDENT</i>
<i>Mr. LEKOUARA Laid</i>	<i>MAA</i>	U.abbes laghrou khenchela	<i>ENCADREUR</i>
<i>Mr. ALI RACHEDIMohamed</i>	<i>MAA</i>	U.abbes laghrou khenchela	<i>EXAMINATEUR</i>
<i>Mr.KHALFAOUI Kamel</i>	<i>MAA</i>	U.abbes laghrou khenchela	<i>EXAMINATEUR</i>

Présenté le 15/09/2019

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Introduction générale

CHAPITRE I



CHAPITRE II



CHAPITRE III



CHAPITRE IV



CHAPITRE V



Chapitre V :**Calcul des Eléments Structuraux****V.1.Introduction :**

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales.

Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par du logiciel Robot.

- ◆ Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.
- ◆ Les poutres seront dimensionnées en flexion simple.
- ◆ Les voiles.

V.2. Définitions :**V.2.1. Poteaux :**

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges de la superstructure aux fondations et sont sollicités à flexion composée.

V.2.2. Poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné que les efforts normaux correspondant aux moments fléchissant maximaux sont considérés très faibles.

V.3. Ferrailage des portiques :**• Combinaisons d'actions :**

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- G : Charges permanentes;
- Q : Charges d'exploitations
- E : Efforts sismiques.

Les combinaisons prises en compte sont :

• Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires :

$$1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q \rightarrow ELU$$

$$G + Q \rightarrow ELS$$

- **Combinaisons accidentelles :**

$$\left. \begin{array}{l} 0,8 \cdot G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poteaux}$$

$$\left. \begin{array}{l} 0,8 \cdot G \pm E \\ G + Q \pm E \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Poutres}$$

V.3.1. Ferrailage des poutres :

On distingue deux types de poutres :

- Poutres principales $\Rightarrow (30 \times 40) \text{cm}^2$
- Poutres secondaires $\Rightarrow (30 \times 30) \text{cm}^2$

a- Armatures longitudinales : (RPA99/V2003A.7.5.2.1 p 69)

- Armatures minimales : $0,5\% \times B$
- Armatures maximales $\begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone recouvrement} \end{cases}$
- Longueur de recouvrement est de $40 \cdot \phi$ en zone I

Avec :

B : Section de la poutre

b- Armatures transversales : (RPA99/V2003A 7.5.2.2 p70)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t \min} = 0,003 \cdot S \cdot b$$

Avec :

- b : Largeur de la section et
- S : L'espacement des armatures transversales.

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi\right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues (B.A.E.L 91art 6.1)}$$

V.3.1.1. Calcul réglementaire et vérifications :

A l'aide du fichier des résultats donné par le logiciel " Autodesk ROBOT Structural Analysis 2014 ", on obtient les résultats suivants :

V.3.1.1.1. Les sollicitations :

Combinaisons	Les sollicitations	Poutre principale (30*40)		Poutre secondaire (30*30)	
		Appuis	Travée	Appuis	Travée
ELU	M_{max} [kN]	40.24	89.79	42,42	25,76
	N_{cor} [kN.m]	0	0	0	0
ELS	M_{max} [kN]	59,60	35,59	31,19	18,87
	N_{cor} [kN.m]	0	0	0	0
Accidentelle	M_{max} [kN.m]	74.54	27.33	32,22	36,76
	N_{cor} [kN]	0	0	0	0
Effort tranchant T [kN]		120,10		55,02	

Tableau V.1 : Sollicitations des poutres de la terrasse.

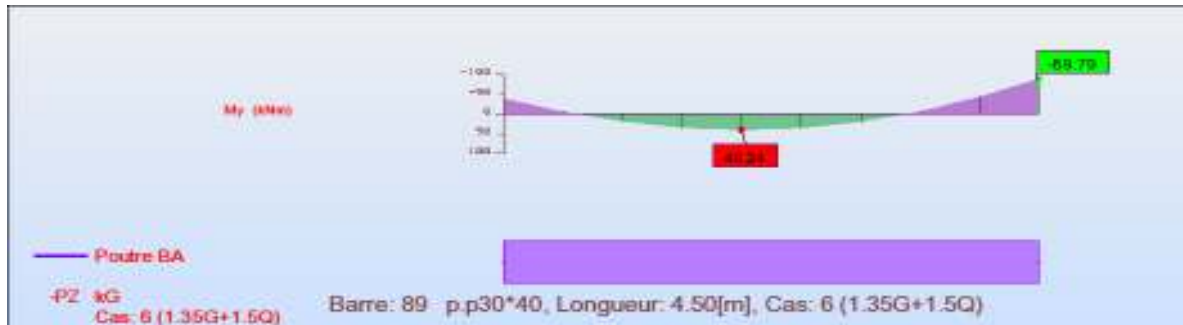


Figure V.1 : diagramme des moments portique d'axe 2.

V.3.1.1.2. Exemple de calcul (poutre principale –Terrasse) :

- Armatures longitudinales :

Suivant le RPA :

- Poutre principales : $A'_{min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6,00 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $A'_{min} = 0.005 \times 30 \times 30 = 4,50 \text{ cm}^2$

Suivant le BAEL :

- Poutre principales : $A_{min} = 0.23 \times 2.1 / 400 \times 30 \times 40 = 1,44 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires : $A_{min} = 0.23 \times 2.1 / 400 \times 30 \times 30 = 1,08 \text{ cm}^2$

En travée :

*ELU :

$$M_{u,t} = 40,24 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{47,64 \times 10^3}{14,17 \times 30 \times (42,5)^2} = 0,067$$

$$\mu = 0,062 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,080$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,97$$

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{45,70 \times 10^3}{348 \times 0,97 \times 42,5} = 3,33 \text{ cm}^2$$

On a: $A = 3,33 \text{ cm}^2$

On adopte : $A = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

* ELA:

$$M_{acc,t} = 36,42 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{36,42 \times 10^3}{18,48 \times 30 \times (42,5)^2} = 0,036$$

$$\mu = 0,036 < \mu_L = 0,392$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,046$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,98$$

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{36,42 \times 10^3}{400 \times 0,98 \times 42,5} = 2,18 \text{ cm}^2$$

On a: $A = 2,18 \text{ cm}^2$

On adopte: $A = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{\min}) = 3,19 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

* ELS :

$$M_{s,t} = 35,59 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b}{z} y_{ser}^2 + 15(A' + A) y_{ser} - 15(A'_c + A_d) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2}y_{ser}^2 + 15Ay_{ser} - 15Ad = 0$$

$$15y_{ser}^2 + 15(4,62)y_{ser} - 15(4,62 \times 42,5) = 0$$

$$15y_{ser}^2 + 69,2y_{ser} - 2945,25 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 426,03.$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$y_{ser} = 11,89 \text{ cm.}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \left[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2 \right] \Rightarrow I = 81741,3081 \text{ cm}^4.$$

• **Vérification des contraintes :**

-**Contraintes maximale de compression de béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_c \cdot M_{ser}}{I} = 5,18 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 5,18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

-**Contraintes maximale de traction des aciers : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} \times F_e E, 110 \sqrt{nf_{tj}} \right] = 201,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} (d - y_1) = 199,90 \text{ MPa}$$

$$199,90 \text{ MPa} < 201,66 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Sur appuis :

* **ELU :**

$$M_{u;t} = 89,82 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{89,82 \times 10^3}{14,17 \times 30 \times (42,5)^2} = 0,117$$

$$\mu = 0,117 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,156$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,94$$

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{89,82 \times 10^3}{348 \times 0,94 \times 42,5} = 6,48 \text{ cm}^2$$

On a: $A = 6,48 \text{ cm}^2$

On adopte: $A = 3HA12 + 3HA14 = 8,10 \text{ cm}^2$

* ELA :

$$M_{acc;t} = 79,93 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{81,82 \times 10^3}{18,48 \times 35 \times (40)^2} = 0,080$$

$$\mu = 0,080 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,104$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,96$$

$$A_a^{acc} = \frac{M_a^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{74,21 \times 10^3}{400 \times 0,96 \times 42,5} = 4,91 \text{ cm}^2$$

On a : $A = 4,91 \text{ cm}^2$

On adopte: $A = 6HA12 = 6,79 \text{ cm}^2$

$$A_t = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{\min}) = 7,33 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A = 5HA14 = 7,70 \text{ cm}^2$

* ELS :

$$M_{s,t} = 59,60 \text{ KN.m}$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A) y_{ser} - 15(A'_c + A_d) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15A y_{ser} - 15A_d = 0$$

$$15y_{ser}^2 + 15(8,10) y_{ser} - 15(8,10 \times 42,5) = 0$$

$$15y_{ser}^2 + 121,5y_{ser} - 5163,75 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 569,73.$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$y_{ser} = 14,94 \text{ cm.}$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit:

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 121026,582 \text{ cm}^4.$$

- **Vérification des contraintes :**

-Contraintes maximale de compression de béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_c \cdot M_{ser}}{I} = 8,14 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 7,15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{cv}$$

-Contraintes maximale de traction des aciers :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times F_e E, 110 \sqrt{nf_{ij}}\right] = 201,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 179,76 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow 179,76 \text{ MPa} < 201,66 \text{ MPa} \dots \text{cv}$$

$$\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_{u \max} = 120,10 \text{ KN}$$

-Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :

$$T_u \leq 0,267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$$

$$a = 0,9 \cdot d = 0,9 \times 42,5 = 38,25 \text{ cm}$$

$$\text{Avec : } T_u = 120100 \text{ N} \leq 0,267 \times 38,25 \times 35 \times 25 \cdot 10^2 = 893615,62 \text{ N}$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis

-Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :

On doit vérifier que :

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \right)$$

$$A_L = 3,39 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(120100 - \frac{45700}{0,9 \times 42,5} \right) \times 10^{-2} = 3,11 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

-Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

Nous avons :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{120,10 \times 10^3}{35 \times 42,5 \times 100} = 0,81 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,81 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$ les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne

-Section et écartement des armatures transversales A_t :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \min} \right)$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 1,2 \right) = 1,2 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE400 $\Rightarrow 4\phi 8 \rightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

-L'espacement des armatures transversales :

Suivant le RPA99 :

* Zone nodale :

$$\delta_{t4} \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12 \cdot \phi; 30 \text{ cm} \right) = \min \left(\frac{45}{4}; 12 \cdot 1,2; 30 \right) = 11,25 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm}$$

* Zone courante :

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

Donc :

- $\delta_t = 15 \text{ cm}$ en zone courante

- $\delta_t = 10\text{cm}$ en zone nodale

V.3.1.2. Vérification des armatures transversales :

- **Zone nodale :**

$$A_{t\min} = 0,003 \times 10 \times 30 = 0.9\text{cm}^2$$

- **Zone courante :**

$$A_{t\min} = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35\text{cm}^2$$

Remarque :

Etant donné que la procédure des sollicitations ainsi que le calcul du ferrailage est la même que celle déjà montrée ci-dessus; on donne directement les valeurs des armatures trouvées et le choix du ferrailage.

V.3.1.3. Calcul récapitulatif des poutres :

a- Terrasse :

Désignation		M_u	M_s	μ	α	β	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	A_{cal}
Poutres principales	Travées	40,24	35,59	0,062	0,080	0,97	199,90	201,66	5,18	15	3,33
	Appuis	89,79	59,60	0,117	0,156	0,94	179,76	201,66	7,15	15	7,15
Poutres secondaires	Travées	25,76	18,78	0,057	0,074	0,97	101,88	201,66	3,78	15	2,35
	Appuis	42,42	31,19	0,094	0,124	0,95	168,40	201,66	6,25	15	3,95

Tableau V.2 : Résultats de calcul des poutres en flexion simple. (TERRASSE)

Type des poutres		$A_{min} [\text{cm}^2]$		$A_{cal} [\text{cm}^2]$	Barres choisis	$A_{cor} [\text{cm}^2]$	Longueur de recouvrement [cm]
		BAEL	RPA				
Poutres principales	Travée	1,63	6,75	3,33	3HA12	3,39	48
	Appui	1,63	6,75	7,15	3HA12+3HA14	8,10	48
Poutres secondaires	Travée	1,26	5,25	2,35	3HA12	3,39	48
	Appui	1,26	5,25	3,95	3HA14	4,62	48

Tableau V.3 : Les barres choisies pour les poutres(TERRASSE).

b- ETAGE :

Combinaisons	Les sollicitations	Poutre principale (35*40)		Poutre secondaire (30*30)	
		Appuis	Travée	Appuis	Travée
ELU	M_{max} [kN]	91,56	42,73	31,83	27,29
	N_{cor} [kN.m]	0	0	0	0
ELS	M_{max} [kN]	59,60	31,56	23,22	19,86
	N_{cor} [kN.m]	0	0	0	0
Accidentelle	M_{max} [kN.m]	89,09	33,26	42,82	36,50
	N_{cor} [kN]	0	0	0	0
Effort tranchant T [kN]		122,92		77,69	

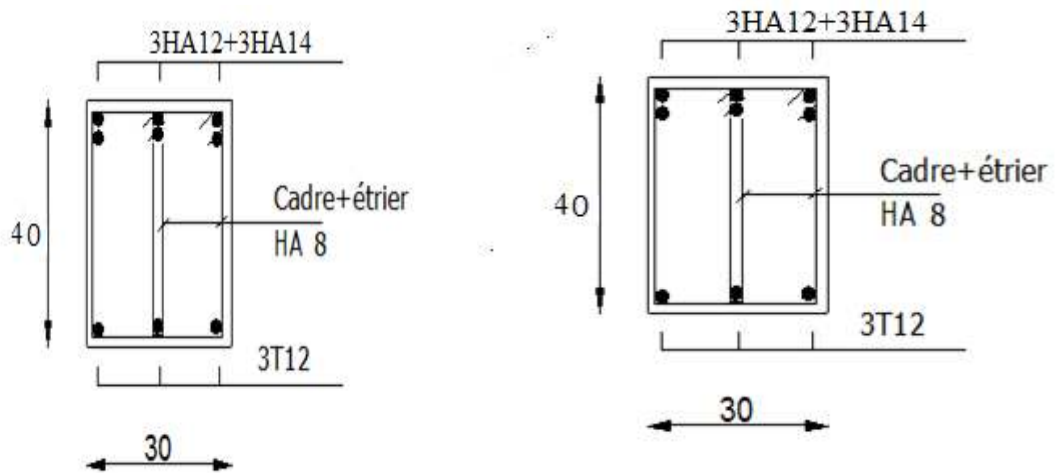
Tableau V.4 : Sollicitations des poutres de l'étage.

Désignation		M_u	M_s	μ	α	β	σ_s	$\bar{\sigma}_s$	σ_b	$\bar{\sigma}_b$	A_{cal}
Poutres principales	Travées	42,73	31,56	0,057	0,074	0,97	113,00	201,66	3,87	15	3,07
	Appuis	91,56	59,60	0,119	0,159	0,94	195,92	201,66	8,08	15	6,61
Poutres secondaires	Travées	27,29	19,86	0,061	0,078	0,97	107,23	201,66	3,98	15	2,49
	Appuis	31,83	23,22	0,071	0,092	0,96	125,37	201,66	4,65	15	2,92

Tableau V.5 : Résultats de calcul des poutres en flexion simple (étage)

Type des poutres		A_{min} [cm ²]		A_{cal} [cm ²]	Barres choisies	A_{cor} [cm ²]	Longueur de recouvrement [cm]
		BAEL	RPA				
Poutres principales	Travée	1,63	6,75	3,07	3HA12	3,39	48
	Appui	1,63	6,75	6,61	3HA12+3HA14	8,10	48
Poutres secondaires	Travée	1,26	5,25	2,49	3HA12	3,39	48
	Appui	1,26	5,25	2,92	3HA14	4,62	48

Tableau V.6 : Les barres choisies pour les poutres (étage).

V.3.1.3. Schéma de ferrailage :**a- Terrasse :***** Poutres Principales :****En travée****Sur appui***Figure V.2 : Ferrailage de poutre principale (terrasse et étage).*

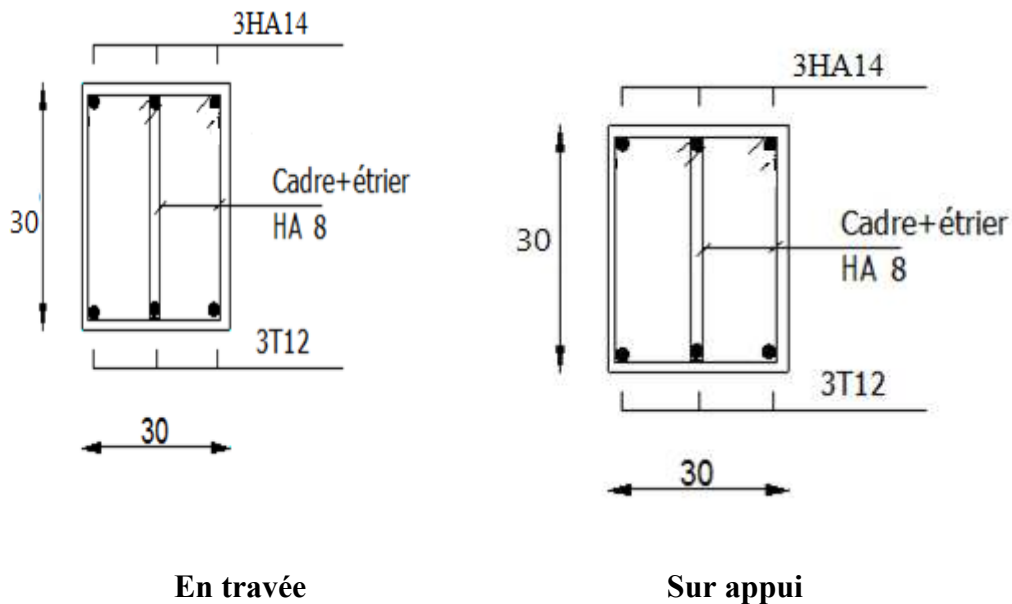
Poutres secondaires :

Figure V.3 : Ferrailage de poutre secondaire (terrasse et étage).

V.3.2. Ferrailage des poteaux :**V.3.2.1. Aspect réglementaire :**

- **Les combinaisons accidentelles :**

Suivant le RPA :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

E.L.A :

$$\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{cases}$$

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation non pondérées.

E : Action du séisme représentée par des composantes horizontales

- **Les combinaisons fondamentales :**

Suivant le BAEL :

E.L.U : $1,35G + 1,5 Q$

E.L.S : G + Q

Les poteaux seront calculés à la flexion composée en fonction des moments fléchissant (M) et des efforts normaux (N).

Donc trois cas peuvent se présenter; à savoir :

$$1^{\text{ère}} \text{ cas : } N_{\max} \rightarrow (M_{Z_{corr}}; M_{Y_{corr}})$$

$$2^{\text{ème}} \text{ cas : } M_{Z_{\max}} \rightarrow N_{corr}; M_{Y_{\max}} \rightarrow N_{corr}$$

$$3^{\text{ème}} \text{ cas : } N_{\min} \rightarrow (M_{Z_{corr}}; M_{Y_{corr}})$$

a- Armatures longitudinales :

• Condition imposée par RPA 99 : (RPA99/ V2003 [A.7.4.2.1 p 65])

Les armatures doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets avec un diamètre minimum de **12mm**.

* Armatures minimales : $0,7\% \times B$ en zone I.

$$* \text{ Armatures maximales } \begin{cases} 4\% \times B & \text{en zone courante} \\ 6\% \times B & \text{en zone recouvrement} \end{cases}$$

Avec :

B : Section du poteau

* Longueur de recouvrement est de 40ϕ en zone I .

* Le recouvrement se fait, si possible, à l'extérieur de la zone nodale..

* La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm

• Armatures minimales :

$$A_{\min} = B \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} .$$

b- Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{\delta_t} = \frac{P_a \cdot V_u}{h_L \cdot f_e}$$

Avec :

- V_u : effort tranchant de calcul;

- h_L : hauteur totale de la section brute;
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale;
- P_a : est le coefficient correcteur qui tient compte de l'élançement géométrique des poteaux dans la direction considérée $P_a = 2,5$ si $\lambda_g \geq 5$ et à $3,75$ dans le cas contraire.
- δ_t : l'espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit
- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\delta_t \leq \min(10 \cdot \phi_L, 15cm) \text{ En zone I}$$

- Dans la zone courante :

$$\delta_t \leq 15 \cdot \phi_{L \min}$$

$\phi_{L \min}$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

* la quantité d'armatures transversales minimales est:

$\frac{A_t}{\delta_t \cdot b}$ en % et est donnée comme suit :

- Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

- Si $\lambda_g \leq 3$: 0,8%

- Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limitent précédentes

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau

Avec :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{h} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) ;$$

h et b sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \cdot \phi_t$ minimum.

V.3.2.2. Les sollicitations :

CAS	Efforts	ELU	ELS	ELA
Cas 1	N_{max} [kN]	1808,64	1320,05	1344,88
	M_{Ycor} [kN.m]	8,78	6,27	11,15
	M_{Zcor} [kN.m]	7,75	5,63	13,59
Cas 2	M_{Zmax} [kN.m]	48,28	35,34	42,27
	M_{Ycor} [kN.m]	6,40	4,55	17,55
	N_{cor} [kN]	1221,51	891,13	927,38
Cas 3	M_{Ymax} [kN.m]	40,14	29,45	30,70
	M_{Zcor} [kN.m]	23,99	17,42	24,12
	N_{cor} [kN]	1504,97	1098,76	1120,77
Cas 4	N_{min} [kN]	262,93	192,91	209,08
	M_{Zcor} [kN.m]	26,90	19,50	19,47
	M_{Ycor} [kN.m]	0,17	0,13	18,15

Tableau V.7 : Sollicitations des poteaux .

V.3.2.3. Exemple de calcul (Poteau (30x40)) :

1^{er} cas: 1,35G+1,5Q

$$N_{max} = 1029.36 \text{ KN}; M_{corr} = 1.38.m; M_{ser} = 0.97 \text{ KN.m}$$

* Calcul de L'excentricité :

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{1.38}{1029.36} = 0.00134 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left[1 - \frac{M_u}{1.5 M_{ser}} \right] = 10 \left[1 - \frac{1.38}{1.5 \times 6.27} \right]$$

$$\alpha = 0.66 \quad ; \quad = 2\phi$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\varphi) = \frac{3 \times (0,7 \times 3,06)^2}{10000 \times 0,5} (2 + 0,66 \times 2)$$

$$e_2 = 0,0091$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = \mathbf{0,0341m}$$

* Calcul de coefficient de remplissage ψ :

$$\Psi_1 = \frac{Nu}{b.h.\sigma_{bc}} = \frac{1808,64 \times 10^3}{400 \times 500 \times 14,17} = 0,64$$

Donc: $\Psi_1 \leq 0,81$

$$\varepsilon = f(\Psi_1)$$

* Calcul l'excentricité critique relative ζ :

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,64}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,64})} = 0,129$$

$$e_{Nc} = \zeta \times h = 0,129 \times 0,50 = 0,0645$$

$$e = 0,0341m < e_{Nc} = 0,0645 \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

$$e < e_{Nc} \text{ Section entièrement comprimée}$$

$$A'_{s,\min} = 4\text{cm}^2 \times \text{périmètre de la section}$$

$$A'_{s,\min} = 4 \times [(0,30 + 0,40) \times 2] = \mathbf{7,2\text{cm}^2}$$

On vérifie la section minimale par la règle du millième et par la règle de fragilité :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s.min} \geq \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, B \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s.min} \geq \max \left\{ \frac{40 \times 50}{1000}; \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{s.min} \geq \max \{ 2 \text{ cm}^2; 10,5 \text{ cm}^2 \}$$

$$A_{s.min} \geq 10,5 \text{ cm}^2$$

Suivant le RPA :

- **Armatures maximales :**

-en zone courante :

$$A_s \leq A_{max} = 3 \% b \cdot h$$

$$A_{max} = 0,03 \times 30 \times 40 = 60 \text{ cm}^2$$

-en zone de recouvrement :

$$A_s \leq A_{max} = 6 \% b \cdot h$$

$$A_{max} = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$$

Le diamètre minimum : $\phi_{min} = 12 \text{ mm}$.

- **Armatures minimales :**

$$A_{min} = 0,7 \% (b \cdot h) = 0,007 \times 30 \times 40 = 8,4 \text{ cm}^2$$

-Choix des armatures :

$$A_s \geq A_{smin} = 10,65 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_s = 3HA14 + 3HA16 = 10,65 \text{ cm}^2$$

- **Vérification vis -à vis de l'état limite de service :**

-Contraintes maximale de compression de béton :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{28}$$

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = 0,005 \text{ m}$$

$$S = bh + 15A_{totale} = 30 \times 40 + 15 \times 14,20 \Rightarrow S = 1413 \text{ cm}^2$$

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_s \times \left(d - \frac{h}{2}\right)}{bh + 15(A_s + A'_s)} \Rightarrow X_G = -1,25$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + bhX_G^2 + 15 \left[A'_s \left(\frac{h}{2} - d' - X_G\right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G\right)^2 \right] \Rightarrow I = 543443,2325 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{\text{sup}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} + \frac{N_{\text{ser}}(e - X_G) \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} \Rightarrow \sigma_{\text{sup}} = 7,40 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

(De la fibre supérieure).

$$\sigma_{\text{inf}} = \frac{N_{\text{ser}}}{S} - \frac{N_{\text{ser}}(e - X_G) \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} \Rightarrow \sigma_{\text{inf}} = 5,8 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

(De la fibre inf.)

$$\text{Max}(\sigma_{\text{sup}}, \sigma_{\text{inf}}) = 7,40 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

-Contraintes maximale de traction des aciers

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1c + A_2d) \right]$$

$$V_2 = h - v_1$$

$$\sigma_s^1 = 15 \left[\frac{N_{\text{ser}}}{B_0} + \frac{M_{\text{ser}} \cdot (V_1 - C_1)}{I} \right] = 99,04 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15 \left[\frac{N_{\text{ser}}}{B_0} - \frac{M_{\text{ser}} \cdot (V_2 - C_2)}{I} \right] = 98,97 \text{ MPa}$$

$$\text{Max}(\sigma_s^1, \sigma_s^2) = 99,04 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 201,66 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

- Calcul des armatures transversales :

$$L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = \frac{214,2}{40} = 5,35 > 5$$

$$\text{donc : } \lambda_g > 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

- ♦ Suivant le BAEL :

$$t \leq \min(15\phi_L^{\text{min}}; 40 \text{ cm}; b + 10 \text{ cm})$$

$$\phi_L^{\min} = 14mm$$

$$t \leq \min(21; 40cm; 50cm)$$

$$t \leq 21cm \Rightarrow t = 15cm$$

♦ Suivant le RPA :

Zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi_L^{\min}; 15cm)$$

$$\phi_L^{\min} = 14mm$$

$$t \leq \min(14; 15cm)$$

$$t \leq 14cm \Rightarrow t = 10cm$$

Zone courante:

$$t' \leq 15\phi_L^{\min}$$

$$t' \leq 21cm \Rightarrow t' = 15cm$$

• **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L\max}}{3} = \frac{1,4}{3} = 0,47 \text{ cm}$$

Donc on prendra $\phi_t = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier *FeE235*

• **Détermination de la section des Armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e}$$

$$A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{3,750 \times 25,47 \times 10^3 \times 0,10}{40 \times 235} \times 10^{-2} = 1,01 \text{ cm}^2$$

• **Armatures transversales minimales :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b} = \frac{214,2}{30} = 5,35 > 5$$

$$\text{On a : } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \frac{A_{t,\min}}{t \cdot b_1} = 0,3\% \Leftrightarrow A_{t,\min} = 0,3\% \cdot t \cdot b_1$$

$$A_{t,\min} = 0,3\% \cdot t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 40 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 7\phi 10 = 5,50 \text{ cm}^2 > A_{t,\min} = 0,9 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{cv}$$

Les cadres doivent être fermées par des crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_t$

V.3.2.4. Calcul récapitulatif des poteaux :

a- Poteau(30×40) :

CAS	A_{cal} (cm ²)	A_{min} RPA (cm ²)	Choix	$A_{adopté}$	Longueur de Rec (cm)
CAS1	7.2	8.4	3HA14+3HA16	10.65	70
CAS2	7,2	8.4	3HA14+3HA16	10.65	70
CAS3	7,2	8.4	3HA14+3HA16	10.65	70
CAS4	7,2	8.4	3HA14+3HA16	10.65	70

Tableau V.8 : Calcul et choix des sections d'armatures.

b- Vérification à l'ELS :

Cas	N ser	M ser	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	σ_s	σ_s
1	749.80	2.77	7,40	15	91.86	201.66
2	35,34	4,55	6,07	15	67,07	201.66
3	40,14	20,45	5,64	15	82,61	201.66
4	192,91	15,50	0,9	15	13,31	201.66

Tableau V.9 : Vérification des contraintes.

• Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{89,92}{0,4 \times 0,475} = 2MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 4Mpa \right\} = 2.5MPa$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \dots \dots cv$$

V.3.2.5. Schéma de ferrailage :

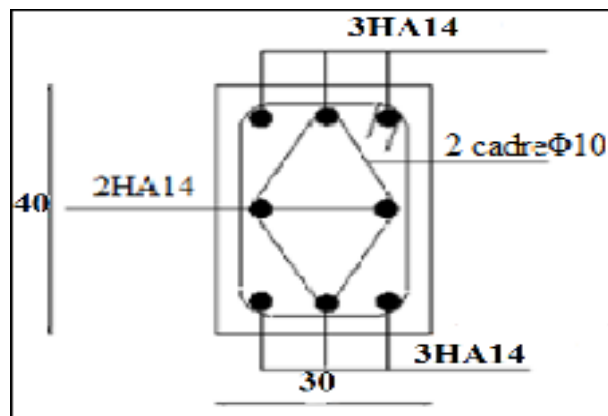


Figure V.4: Ferrailage du Poteau.

V.3.3. Ferrailage des voiles

Les voiles seront calculées en flexion composée avec effort tranchant. Leurs ferrailages sont composés d'armatures verticales et d'armatures horizontales.

a. Ferrailage vertical :

- Le ferrailage vertical sera disposé de tel sort qu'il prendra les contraintes de flexion composée
- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de **0.20%** de la section horizontale du béton tendu. (*RPA 99/ V2003.A.7.4.2.1 p 67*).
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de **(1/10)** de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à **15cm**.
- Les barres verticales de ces derniers doivent être munies des crochets (jonction de recouvrement).

b. Ferrailage horizontal :

Les armatures horizontales sont des cadres disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendré par l'effort tranchant, ces barres doivent être munies de crochet à 135° ayant une longueur de **10Φ** .

c. Règles communes

- Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales est :
 - Globalement dans la section du voile égale à **0.15%**.
 - En zone courante égale à **0.10%**.
- L'espacement des barres horizontales et verticales S_t : $S_t \leq (1.5e, 30\text{cm})$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins quatre épingles au mètre carré, dans chaque nappe,

- les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- les longueurs de recouvrement doivent être égale à :
 - **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible de charges.

V.3.3.1.Exemple de calcul d'un voile plein (20cm)

- **Détermination des sollicitations :**

$$M = 151,34 \text{KN.m}$$

$$N = 123,90 \text{KN}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,20 \times 1,60^3}{12} = 0,13 \text{m}^4$$

$$\Omega = e \times L = 0,20 \times 1,6 = 0,40 \text{m}^2$$

$$v = \frac{h}{2} = \frac{1,6}{2} = 1,00 \text{m}$$

Avec:

I: Inertie du voile.

Ω : Surface en plan du voile.

v : La position de l'axe neutre.

- **Armatures verticales**

$$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} \times v$$

$$\sigma_1 = 2167,66 \text{KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = -1393,28 \text{KN/m}^2$$

Calcul de L' :

$$L' = L \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 4,47 \text{m.}$$

$$L_t = L - L' = 2,00 - 4,47 = -2,47 \text{m}$$

$$d \leq \min\left(\frac{3,06}{2}, \frac{2 \times 4,47}{3}\right) = 1,53m$$

soit : $d = 1,53m$

Calcul de σ_2' :

On remarque que : $d > L_t$, donc d dans la zone comprimée, alors $\sigma_2' = 0$ ($d = L_t$).

$$I' = d^3 \times e / 12 = 0,060m^4$$

$$v' = d/2 = 0,765m$$

$$\Omega' = L_t \times e = 0,574m^2$$

Donc :

$$N_1 = (\Omega' / 2) \times (\sigma_2 + \sigma_2') \Rightarrow N_1 = 399,87KN$$

$$M_1 = (I' / 2v') \times (\sigma_2' - \sigma_2) \Rightarrow M_1 = 54,87KN.m$$

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = 0,14m < d/6 = 0,26m \text{ et } N \text{ est un effort de traction} \Rightarrow \text{S.E.T}$$

$$\text{Soit : } c = 3cm \quad c' = 3cm$$

$$e_1 = d/2 - e_0 - c = 0,595m$$

$$e_2 = d/2 + e_0 - c' = 0,875m$$

$$A_s = N_1 \times e_2 / (e_1 + e_2) \times f_e = 5,95cm^2$$

$$A_s' = N_1 \times e_1 / (e_1 + e_2) \times f_e = 4,05cm^2$$

$$A_s = A_s + A_s' = 10,00cm^2$$

$$A_s/ml/face = 10 / (2 \times 1,53) = 3,27cm^2$$

- Armatures minimales de RPA 99:

D'après le (RPA99 / V2003 art7.7.4.1)

$$A_{RPA} = 0.20\% b L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{RPA} = 0.002 \times 20 \times 287 = 11,48cm^2$$

$$A_{RPA}/ml/face = 11,48 / (2 \times 1,53) = 3,75cm^2/ml/face.$$

- Le pourcentage minimal :

$$A_{min}=0.15\% \times b \times l = 0.15\% \times 20 \times 200 = 4,8 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}/\text{ml}/\text{face} = 4.5 / (2 \times 2) = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}/\text{face}.$$

$$\text{Donc : } A_S = \max (A_s, A_{min}, \text{ARPA}) = 3,75 \text{ cm}^2.$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié de voile à cause de la symétrie :

$$A_S = 2 \times 3,75 \times (1,60/2) = 6 \text{ cm}^2.$$

En zone courante : soit 2HA10. ($A_S = 1,57 \text{ cm}^2$)

En zone d'about : soit. 3HA10. ($A_S = 2,36 \text{ cm}^2$)

-espacement :

En zone courante : $S_t \leq \min (1.5e, 30) = 30 \text{ cm}.$

$$\text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}.$$

En zone d'about : $S_{ta} = S_t/2 = 10 \text{ cm}.$

V.3.3.2. Calcul récapitulatif du ferrailage vertical :

Type	$e=20\text{cm}$	$e=20\text{cm}$
L (m)	1,5	2
N_U (KN)	123,90	327,31
M_U (KN.m)	151,34	268,41
σ_1	2167,66	2831,35
σ_2	1393,28	1194,80
L_t	2,87	0,59
L'	4,47	1,41
D	1,53	1,53
NI	399,87	353,08
MI	54,87	138,29
$As1+As2$ (cm^2)	10,00	11,85
As ($\text{cm}^2/\text{ml}/\text{face}$)	3,27	4,70
As RPA ($\text{cm}^2/\text{ml}/\text{face}$)	3,75	1,25
As min ($\text{cm}^2/\text{ml}/\text{face}$)	1,5	1,5
As max (cm^2/face)	3,75	4,70
St d'about (cm)	10	10
St courante (cm)	20	20
armatures d'about (cm^2)	1,57	2,36
armatures courante (cm^2)	2,36	3,14

Tableau V.10 : Ferrailage longitudinal des voiles d'épaisseur 20cm.

V.3.3.3. Ferrailage horizontal à l'effort tranchant : (RPA 99/ V2003 Art 7.2.2)

La vérification de la résistance au cisaillement se fait en majorant la contrainte de cisaillement de 40%.

La contrainte de cisaillement est limitée comme suit :

$$\tau = 1,4 V / b_0 d \leq 0,2 f_{c28} = 5\text{MPa}$$

Avec :

$$V = 40,05\text{KN}$$

$$\tau = \frac{1,4 \times 40,05}{20 \times 153} = 0,018\text{MPa} < 5\text{MPa. (Pas de risque de cisaillement)}$$

La section d'armatures est déterminée par le **B.A.E.L** comme suit :

$$A_t / b_0 S_t \geq (\tau - 0,3f_{ij} k) / 0,8f_e$$

$k = 0$ (Pour prendre en compte la reprise de bétonnage)

$$\alpha = 90^\circ, S_t \leq (1,5e, 30\text{cm}) \text{ donc : } S_t = 20\text{cm}$$

$$A_t \geq \tau b_0 S_t / 0,8 f_e$$

$$A_t \geq \frac{0,018 \times 20 \times 20}{0,8 \times 400} = 0,023\text{cm}^2$$

$$\text{Donc: } A_t \geq 0,023\text{cm}^2$$

• *Choix des armatures*

$$2\text{HA}10 (A_s = 1,57\text{cm}^2)$$

Armature minimale : (RPA99 / V2003 art7.7.3.3)

$$A_{t,\min} (RPA) = 0,25\% \times b \times S_t = 1,00\text{cm}^2$$

V.3.3.3.1 Calcul récapitulatif du ferrailage horizontal :

Type	$e=20\text{cm}$	$e=20\text{cm}$
L (m)	2	1.5
d (m)	1,57	1,97
b_0 (m)	0,20	0,20
T (KN)	40,05	57,72
τ_u (MPa)	0,018	0,020
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5
$\tau \leq \bar{\tau}$	Cv	Cv
S_t (cm)	20	20
A_t	0,023	0,025
A_{min}	1	1
Choix	2HA10	2HA10

Tableau V.11 : Ferrailage horizontal des voiles.

V.3.3.4. Schéma de ferrailage :

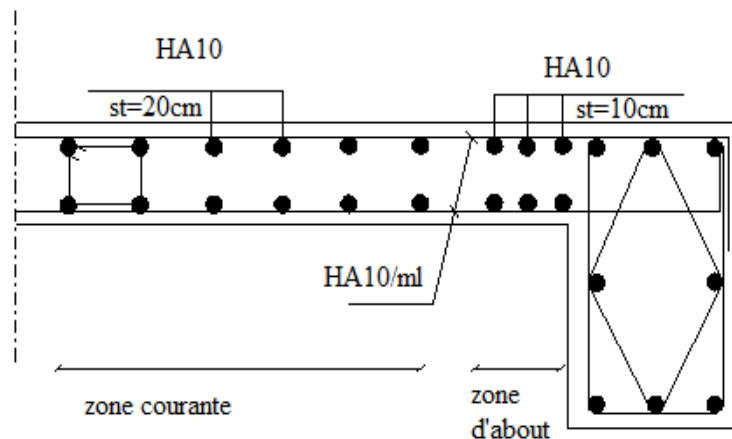


Figure V.5 : Schéma de ferrailage du voile

V.4. Conclusion générale :

<i>Éléments</i>	Ferraillage	
	Travée	Appuis
<i>Poutre Principale (terrasse)</i>	3HA12	3HA12+3HA14
<i>Poutre Secondaire (terrasse)</i>	3HA12	3HA14
<i>Poutre Principale (Etage)</i>	3HA12	3HA12+3HA14
<i>Poutre Secondaire (Etage)</i>	3HA12	3HA14
<i>Poteau (40×50)</i>	4HA14+4HA16	
<i>Voile (e=20 cm)</i>	Zone d'about : 4HA10	Zone courante : 6HA10

CHAPITRE VI



Conclusion générale

Conclusion générale

A la fin de ce travail, nous pouvons dire que le calcul de ce projet et la rédaction de ce mémoire est une expérience unique car pour nous c'est une première. Il a fallu faire appel à toutes les connaissances que nous avons eues durant notre formation et en apprendre de nouvelles.

Ce travail représente une humble initiation au calcul des structures en Béton armé, or nous savons que le travail d'ingénieur en génie civil ne se résume pas qu'au calcul mais comporte plusieurs tâches pour lesquelles l'ingénieur devra faire face tel que l'organisation de chantier, suivi, gestion, etc.

Dans le cadre du présent mémoire nous pouvons citer à titre de conclusion générale les remarques suivantes :

- Après la modélisation de la structure au moyen du logiciel Robot, il nous a été difficile de trouver la bonne disposition des voiles pour l'équilibre de la structure.
- Nous avons découvert les nombreuses possibilités qu'offre l'outil informatique (Robot) notamment le calcul des éléments de la structure (poteaux, poutre,...).
- Nous avons appris en particulier l'utilisation la notion de liaison rigide qui consiste à désigner un nœud du plancher (intersection poutre-chainage) comme nœud maître et les autres nœuds du plancher comme des nœuds esclaves ceci en terme de déplacements c'est-à-dire que tous les nœuds d'un plancher ont les mêmes déplacements U_x , U_y , & R_z ce qui évite de surcharger la mémoire en utilisant des éléments plaques
- Nous avons conscience, qu'on a vu qu'une infime partie des possibilités qu'offre l'outil informatique et que nos connaissances de façon générale sont à parfaire
- Enfin, il fut très difficile de réaliser ce travail dans ces courts délais

Introduction générale

Au terme de notre formation, et afin de synthétiser l'ensemble des disciplines enseignées durant ces cinq années. Nous procéderons à l'étude d'un bâtiment de 6 niveaux (R+5) à usage d'habitation ce qui nous permettra de rédiger notre mémoire de fin d'études de Master en génie civil.

Le choix de sujet, nous est paru confirmé du fait que l'une des principales priorités de l'état algérien est la réalisation d'un nombre important de logements.

Notre travail consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation réalisé en béton armé et contreventé par système mixte portique +voiles.

Aussi, le présent mémoire comportera 5 cinq chapitre à savoir :

Chapitre I : Présentation du projet.

Chapitre II : Le pré dimensionnement

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Chapitre IV : Etude sismique

Chapitre V : Etude des éléments structureaux

Chapitre VI ;Etude de l'infrastructure

conclusion générale

A l'achèvement de ce travail nous espérons atteindre les objectifs suivants :

- 1- Compléter et approfondir nos connaissances dans le domaine du calcul des structures.
- 2- Au travers les difficultés rencontrées, développer les analyses adéquates afin de solutionner ces problèmes développant l'esprit de l'ingénieur en fonction réelle.
- 3- Se familiariser avec l'outil informatique qui est devenu incontournable et notamment le logiciel Robot structural analysis un des logiciels commerciaux les plus utilisés.

Chapitre I :

PRESENTATION & CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

I.1. Présentation de l'ouvrage :

I.1.1. Introduction :

Ce projet consiste à étudier d'un bâtiment à usage d'habitation, il se compose de 5 étages plus un rez de chaussée. L'ossature est contreventée par des portiques (poteaux-poutres) et des voiles donc contreventement mixte.

Chaque étage d'habitation comprend trois appartements de type F3.

- le bâtiment est situé dans la ville de **KHENCHELA**.

I.1.2. Dimensions du bâtiment :

I.1.2.1. Dimension en élévation :

- Hauteur d'étageH=3,06m ;
- Hauteur de rez de chausséH=3,06m ;
- Hauteur totale du bâtimentHt=18,36m.

I.1.2.2. Dimension en plan :

- Longueur du bâtiment L_x. =20.70m ;
- Largeur du bâtiment L_y. =8.30m

I.1.3 Données du site :

- Le bâtiment est implanté dans une zone classée par les règles parasismiques algériennes RPA99/version 2003 comme zone de sismicité faible (**zone 1**) ;
- L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 2** ;
- Le site est considéré comme **site ferme S2** ;
- Contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2,5 \text{ bars}$.

I.1.4. Présentation des RPA 99 / Version 2003 :

Le document technique « *DTR BC 2-48* » portant sur les « *REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES RPA 99* » qui a été approuvé par la commission technique permanente pour le contrôle technique de la construction (CTC) lors de sa réunion du 4 Décembre 1999 se situe dans la continuité des documents *précédents* « *RPA 81, version 1983* » et « *RPA 88* » dont il garde la philosophie originelle.

Il constitue en fait une actualisation qui s'avère nécessaire après près de deux décennies de pratique riche et diversifiée de la part des scientifiques et techniciens nationaux des bureaux d'études et de contrôle, des entreprises et des institutions de formation supérieure.

Cette actualisation a en outre bénéficié des grands progrès de la recherche dans ce domaine aussi bien aux niveaux national qu'international.

I.1.5. Présentation des règles CBA (93) :

"Règles de conception et de calcul des structures en béton armé" (*CBA 93*) a pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus récente devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'applique plus spécialement aux bâtiments courants.

I.1.5.1. Domaine d'application :

Le *CBA93* est applicable à tous les ouvrages et constructions en béton armé, soumis à des ambiances s'écartant peu des seules influences climatiques, et dont le béton est constitué de granulats naturels normaux, avec un dosage en ciment au moins égal à 300Kg par m^3 de béton mis en œuvre.

I.1.5.2. Principe des justifications :

Les principes justificatifs sont conduits suivant la théorie des états limites tels que spécifiés dans le *DTR-BC 21* "Principes généraux pour vérifier la sécurité des ouvrages".

I.1.5.3. Définition des états- limites :

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou d'un de ses éléments (tel que la stabilité et la durabilité) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action (majoration ou minoration selon le cas).

On distingue deux catégories d'états limites:

a-Etat limite ultime ELU :

Ils correspondent à ce que l'on entend généralement par a limite de résistances mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage on distingue ainsi:

- ELU d'équilibre statique de la construction (basculement) ;
- ELU de la résistance de l'un des matériaux (rupture) ;
- ELU de stabilité de forme (flambement).

b-Etats limite de service ELS :

Il correspond à des critères dont le non-respect ne permet pas à l'élément d'être exploité dans des conditions satisfaisantes ou compromet sa durabilité, on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton ;
- L'état limite de service d'ouverture des fissures ;
- L'état limite de service de déformation.

I.1.5.4. Actions : (*CBA 93 A.3.1.1 P10*)

Les actions sont l'ensemble des charges (forces, couples, charges permanentes, climatiques et d'exploitation) appliquées à la structure, ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'état (retrait, variations de température, tassements d'appuis, etc.) qui entraînent des déformations de la structure. Elles sont classées en quelque catégorie en fonction de leur fréquence d'apparition :

- Actions permanentes (G) ;
- ❖ Les charges permanentes à considérer définies par la norme DTR BC 2.2 pour le calcul des structures en béton armé ;
- ❖ Poids propres
Les poids propres seront évalués avec un poids volumique de béton de 25kN/m³.
- Actions variables (Q_i, i=1, 2, n) : Elles résultent de l'exploitation directe de la construction et sont donc constituées par le poids des utilisateurs et des matériaux nécessaires à l'utilisation des locaux ;
- Actions accidentelles;
- Actions de la température climatique.

I.1.5.5. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

- La combinaison de calcul à E.L.S est :
$$P_1 = G + Q$$
- Les combinaisons de calcul à E.L.U sont :
$$P_2 = 1.35G + 1.5Q$$
- Les combinaisons de calcul à E.L.A (séisme, choc ...):
$$P_3 = G + Q \pm E$$

$$P_4 = G + Q \pm 1.2E$$

$$P_5 = 0.8G \pm E$$

Avec :

E : effort de séisme

G : charge permanente

Q : charge d'exploitation

I.1.6. Les logiciels utilisés :

- Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2014 : pour la modélisation de la structure ;
- AUTOCAD 2016 : pour les dessins des plans ;
- EXEL et EXPERT 2010: pour vérifier les calculs manuels.

I.1.7. Définition des éléments de l'ouvrage :

Cet ouvrage est en béton armé et pour qu'il résiste à l'effort du séisme, le RPA 99/03 exige que pour toute structures dépassent une hauteur de 20 mètres en zone I, le type de contreventement mixte (voile-portique) ou voile.

a. Planchers :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer entre les niveaux, on distingue :

- Plancher à corps creux ;
- Plancher à dalle pleine.

b. Les escaliers :

Sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre de type « escalier droit à deux volés parallèles et un palier intermédiaire » que sera réalisé en béton armé coulé sur place.

c. Maçonnerie :

- Pour les murs extérieurs, une double paroi en brique creuse d'épaisseur (15cm), plus une brique ne creuse d'épaisseur (10 cm), avec une lame d'air de (5 cm).
- Pour les murs intérieurs une simple paroi en brique creuse d'épaisseur (10cm).

d. Revêtement :

- Mortier de ciment : pour les murs de façades et salles d'eau ;
- Plâtre pour les plafonds et les cloisons ;
- Carrelage pour les planchers et escaliers.

I.2. Caractéristiques des matériaux :**I.2.1. Le Béton :****I.2.1.1. Définition :**

On appelle béton un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravier) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant). Le matériau ainsi obtenu sera coulé et son durcissement aura les qualités suivantes :

- La résistance mécanique, essentiellement résistance à la compression simple et pour certains usages spéciaux, la résistance à la traction ;
- La résistance aux agents agressifs, eau de mer, acides, etc ;
- Les déformations instantanées et surtout différées, que l'on souhaite généralement la plus faible possible ;
- La maniabilité au moment de la mise en œuvre, que peut être définie comme l'aptitude du béton à remplir parfaitement le moule qui lui est offert sans ségrégation ;
- L'on peut enfin rechercher certaines qualités spéciales, telles que la masse spécifique, aussi élevée que possible (béton lourd) ou aussi faible que possible (béton léger).

I.2.1.2. Dosage du béton:

Dans un mètre cube de béton, on a les proportions suivantes :

- Dosage en ciment350 kg/ m³.

- Quantité de Sable400 L/ m³. 0 ≤ DG ≤ 5mm
- Quantité de Gravillon800 L/ m³. 15 ≤ DG ≤ 25mm
- Quantité de Eau175 L/ m³.

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre **2200 Kg/m³** et **2400Kg /m³**.

I.2.1.3. Résistances mécaniques du béton :

I.2.1.3.1. Résistance à la compression f_{cj} :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique, par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté " f_{c28} ") déterminée par essai sur éprouvettes cylindriques de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment CPA425, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25$ MPa).

Selon le **(CBA A.2.1.1.1 P6)** : Avant durcissement total à j jours tel que $j \leq 28$ jours, la résistance à la compression est :

$$f_{cj} = [J / (4,76 + 0,83 J)] f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} \leq 40 \text{ Mpa} , \quad \text{pour } J < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = [J / (1,40 + 0,95 J)] f_{c28} \quad \text{si } f_{c28} > 40 \text{ Mpa} , \quad \text{pour } J < 28 \text{ jours}$$

Et pour $j \geq 28$ jours

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28}$$

I.2.1.3.2. Résistance à la traction f_{tj} : **(CBA 93 A: 2-1-1-2 P6)**

La mesure directe de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents :

- Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées ;
- Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

La résistance caractéristique à « J » jours se déduit conventionnellement par la relation :

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} \quad \text{Avec : } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

I.2.1.3.3. Résistance minimale du béton : **(CBA 93 A. 2.1.1.4 P7)**

La résistance caractéristique minimale f_{c28} doit être de 15 MPa quand on utilise des aciers de haute adhérence et de 12MPa lorsque l'on utilise des aciers lisses.

I.2.1.3.4. Déformations longitudinales du béton :

Le module de déformation longitudinale instantanée, pour un chargement de durée d'application inférieure à 24 heures, **(CBA 93 A. 2.1.2.1 P7)** est donné par :

$$E_{ij} = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\text{On a pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad E_{ij} = 32164.195 \text{ MPa}$$

Le module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj} est donné selon le (CBA 93 A : 2-1-2-2 P8) par la formule suivante :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$$\text{On a pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad E_{vj} = 10818.16 \text{ MPa}$$

I.2.1.3.5. Coefficient de poisson ν : (CBA 93 A.2.1.3 P8)

On appelle coefficient de poisson le rapport de la déformation transversale relative à la déformation longitudinale relative.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale } \Delta h/h}{\text{Déformation longitudinale } \Delta L/L}$$

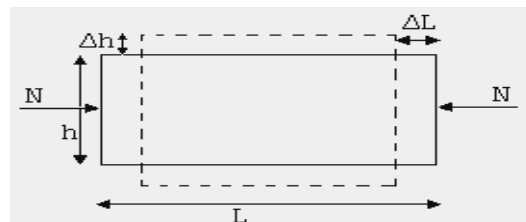


Figure I.1 : Schéma présenté Le module de déformation transversale.

$$\nu = 0.20 \text{ dans le cas E.L.S} \quad ; \quad \nu = 0 \text{ dans le cas E.L.U.}$$

I.2.1.4. Propriétés du béton :

I.2.1.4.1. L'état frais:

a. Consistance:

Elle représente le degré de mobilité du béton sous l'action de son poids propre ou de force extérieure. Elle varie en fonction de la surface spécifique des granula, de la quantité d'eau de gâchage, de la quantité de ciment, et éventuellement de la de quantité des adjuvants employés.

On distingue :

- Béton très consistant (sec).
- Béton consistant (ferme).
- Béton plastique.
- Béton fluide (mous).
- Béton très fluide.

b. Maniabilité :

Traduit la mise en œuvre du béton avec facilité et surtout correcte et fiable. Un béton très consistant, et un béton très fluide ne sont pas maniabiles.

c. Masse volumique:(ρ)

Elle est déterminée lors de la préparation des éprouvettes destinées aux essais de résistance. Elle est donnée par:

$$\rho = \frac{m_2 - m_1}{V} \cdot 1000 \quad [\text{kg/m}^3]$$

Avec :

m_1 : masse du moule plein exprimée en kg.

m_2 : masse du moule vide exprimée en kg.

V: volume du moule exprimée en litres.

d. Degrés de compactage:(D_c)

Donné par le rapport de la hauteur initiale " H_i " d'un échantillon de béton frais et la hauteur finale " H_f " après vibration jusqu'a l'obtention de la densité maximale.

Avec :

$$D_c = \frac{H_i}{H_f} > 1$$

e. Volume d'air entraîné:

Cet indice est surtout déterminé pour les bétons préparés avec des additifs qui entraînent l'air.

I.2.1.4.2. Etat durci:

Le béton durci se caractérise par:

a. Masse volumique:

Est déterminée surtout avant la rupture des échantillons de résistance après 28 jours de durcissement. C'est un indice très important caractérisant indirectement les autres propriétés et varie en fonction du temps et de l'humidité du milieu environnant.

b. Perméabilité:

Elle est appréciée par le degré d'imperméabilité qui représente la pression maximale qui résiste une éprouvette en béton pendant 8 heures sans présenter des infiltrations jusqu'à la face opposée.

c. Gélivité:

Ou résistance au gel, c'est la dégradation du béton sous l'action simultanée de la température très basse, et de l'humidité.

d. Conductivité thermique:

Estimée par le coefficient de la conductivité thermique " λ " en [Kcal/m.h°C]

I.2.2. Acier :

I.2.2.1. Définition :

L'acier est un alliage fer carbone en faible pourcentage, leur rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 200\ 000$ MPa.

I.2.2.2. Caractéristiques mécaniques :

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	$F_e E 22$ $F_e E 24$	215 235	Emploi courant Epingle de levage des pièces préfabriquées
Barre HA Type 3	$F_e TE 40$ $F_e TE 50$	400 500	Emploi courant
Fils tréfilés HA type 3	$F_e TE40$ $F_e TE$	400 500	Emploi sous forme de Barres droites ou de treillis
Fil tréfilés lisses type 4	$TL 50 \phi > 6\ mm$ $TL 52 \phi \leq 6\ mm$	500 520	Treillis soudés uniquement emploi courant

Tableau I.1 : Valeurs de la limite d'élasticité garantie f_e .

Dans notre cas on utilise des armatures à haute adhérence avec un acier de nuance $F_e E 400$ type 1, $f_e = 400\ MPa$

I.2.2.3. Contrainte limite :

a-Etat limite ultime :

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte déformation (CBA 93 A.2.2.2 P9) de la figure I.2 :

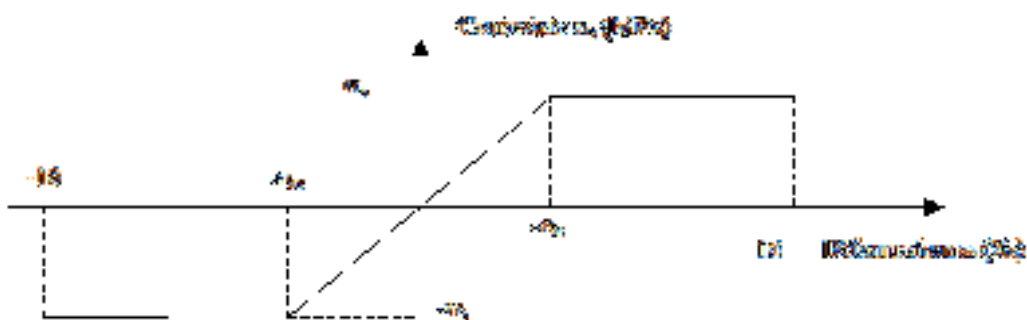


Figure I.2 : Diagramme contraintes déformation de l'acier.

Où :

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} ; \text{ Avec } E_s = 200\ 000\ \text{MPa.}$$

Avec :

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s}$$

γ_s : Coefficient de sécurité.

I.2.2.4. Justification des sections soumises à des sollicitations normales :

I.2.2.4.1. Définition :

On entend par sollicitations normales celles qui peuvent être équilibrées par des contraintes normales développées sur les sections droites des pièces.

a- Etat limite ultime de résistance (ELU) :

❖ *Hypothèses de calcul :*

- Les sections droites restent planes, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée ;
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires-élastiques ;
- Le coefficient d'équivalence n donné par le rapport entre les modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton ($n = E_s / E_b$) est pris égal à **15** ;
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰ ;
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :

$$\xi_{bc} = 3.5 \text{ ‰} \quad \text{en flexion}$$

$$\xi_{bc} = 2 \text{ ‰} \quad \text{en compression centrée.}$$

❖ *Diagramme des déformations limites de la section (Règle des trois pivots) :*

(BAEL91 Art A.4.3.3 P 25)

La règle des trois pivots qui consiste à supposer que le domaine de sécurité est défini par un diagramme des déformations passant par l'un des trois pivots A, B ou C définis par la figure (I.2) tel que :

A : correspond à un allongement de 10×10^{-3} de l'armature la plus tendue, supposée concentrée.

B : correspond à un raccourcissement de 3.5×10^{-3} du béton de la fibre la plus comprimée.

C : correspond à un raccourcissement de 2×10^{-3} du béton de la fibre située à 3/7h de la fibre la plus comprimée.

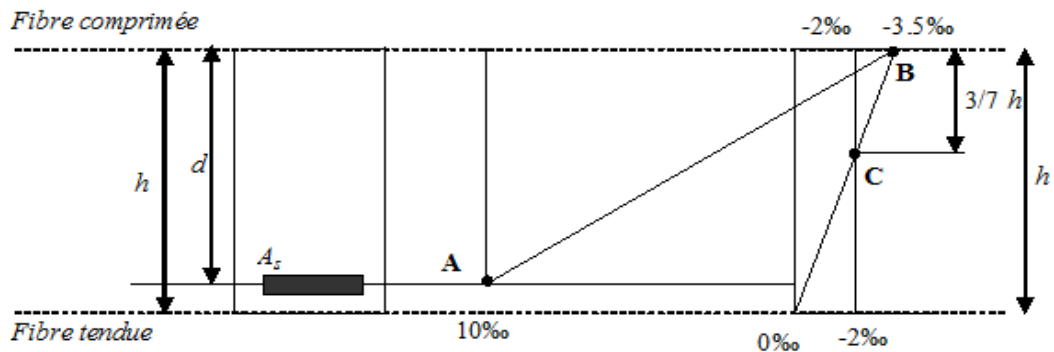


Figure I.3 :Diagramme de déformation limite de la section.

❖ **Contrainte ultime du béton**

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme dit "parabole–rectangle"

En compression pure, le diagramme est constitué par la partie parabole du graphe ci-dessus, les déformations relatives étant limitées à 2‰ ;

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle.

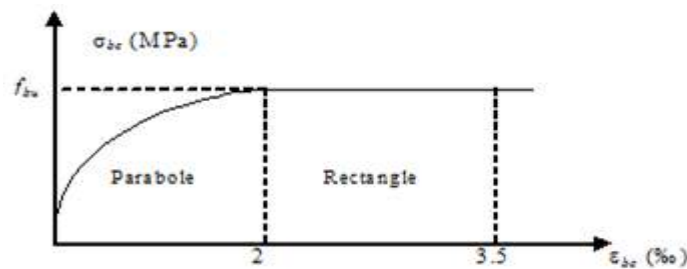


Figure I.4 :Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton.

(BAEL 94 A-3-3-3, P 54)

Avec :

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression :

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h, 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

Résistance caractéristique à 28 jours en MPa		Résistance de calcul f_{bc} en MPa (pour $\theta = 1$)	
<i>à la compression</i> f_{c28}	<i>à la traction</i> f_{t28}	<i>Situations durables ou transitoires</i>	<i>Situations accidentelles</i>
16	1.56	9.1	11.8
18	1.68	10.2	13.3
20	1.80	11.3	14.8
25	2.10	14.2	18.5
30	2.40	17.0	22.2
40	3.00	22.7	29.6
50	3.60	28.3	37.0
60	4.20	34.0	44.3

Tableau 1.2 : Les résistances caractéristiques du béton à 28 jours.

❖ **Contrainte ultime de cisaillement :**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : **(CBA 93 Art 5.1.2.1.1 P39)**

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ MPa}, \quad \text{cas normal (fissuration peu nuisible)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) = 2,5 \text{ MPa}, \quad \text{cas où la fissuration est préjudiciable.}$$

b- État limite de service (ELS) :

❖ **Hypothèses de calcul :**

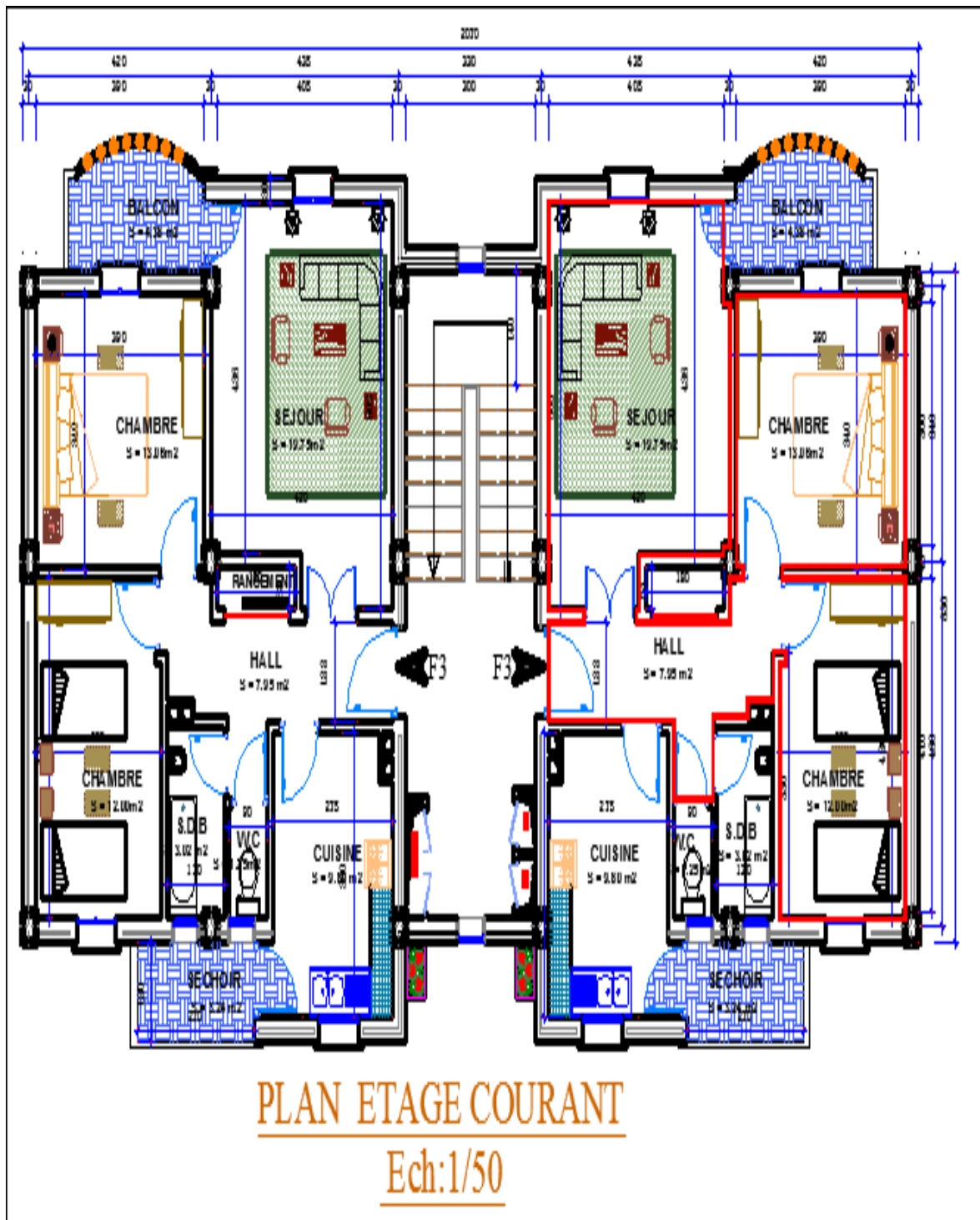
Les calculs sont conduits moyennant les hypothèses suivantes:

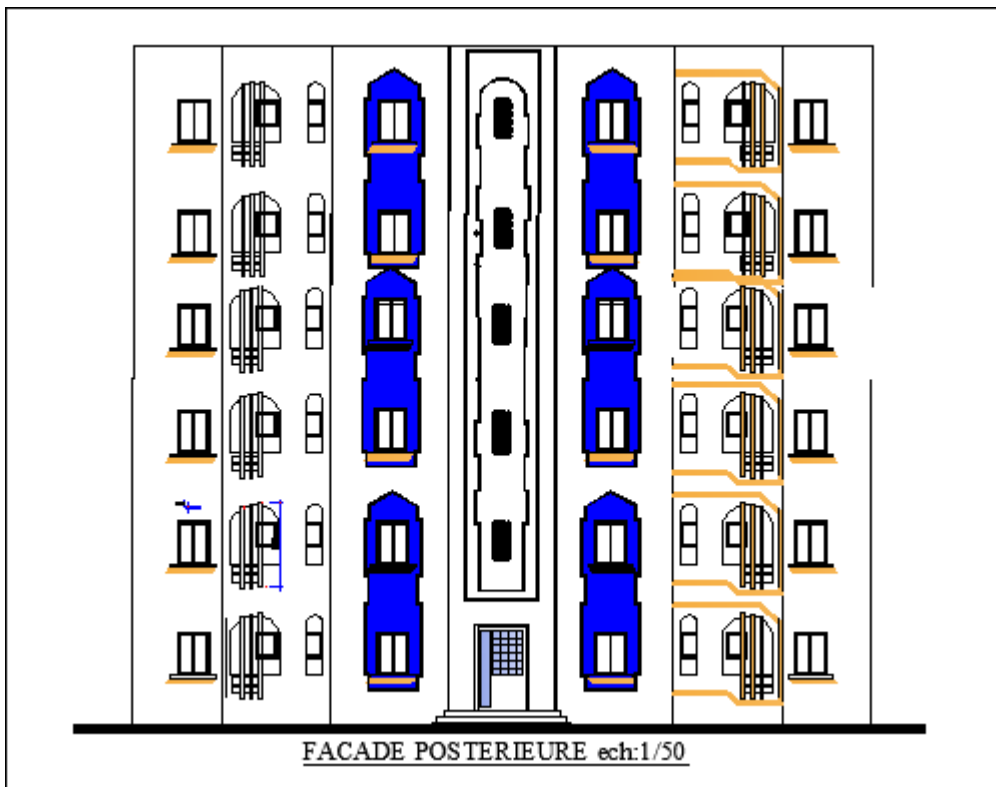
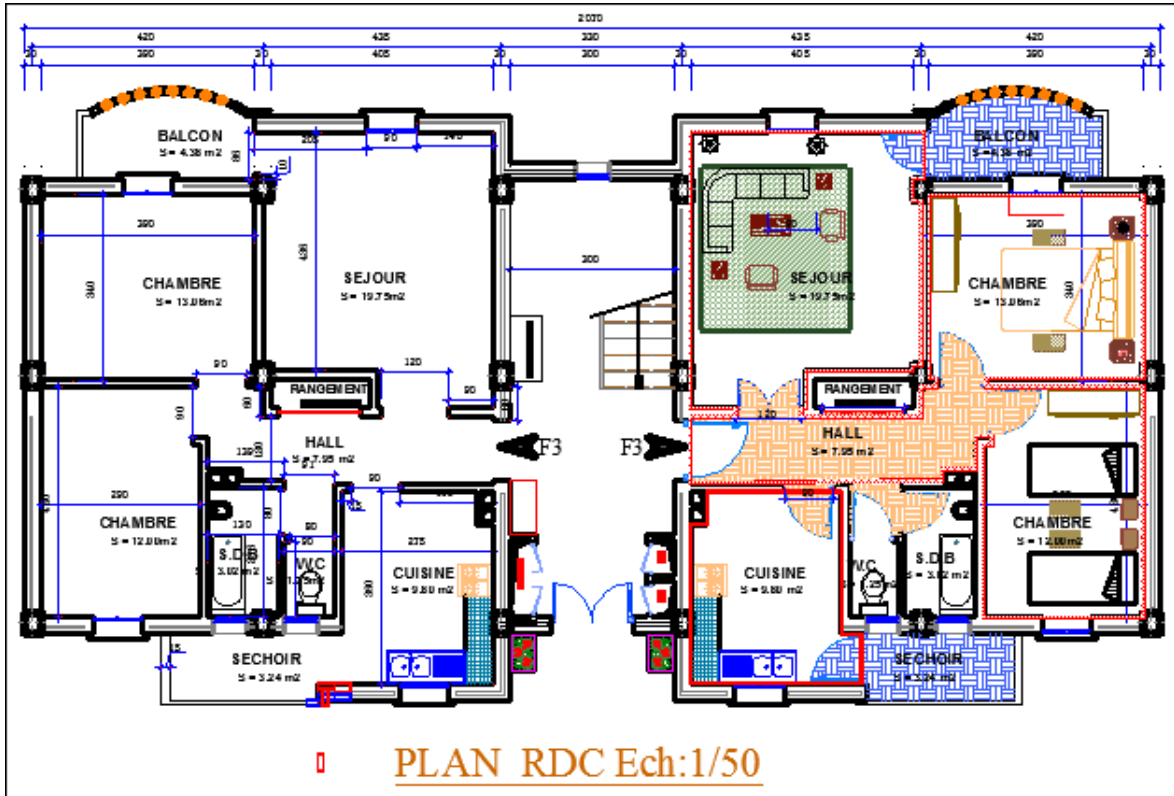
- les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures;
- le béton tendu est négligé;
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton;
- Par convention le rapport n du module d'élasticité longitudinale de l'acier à celui du béton ou coefficient d'équivalence a pour valeur 15;

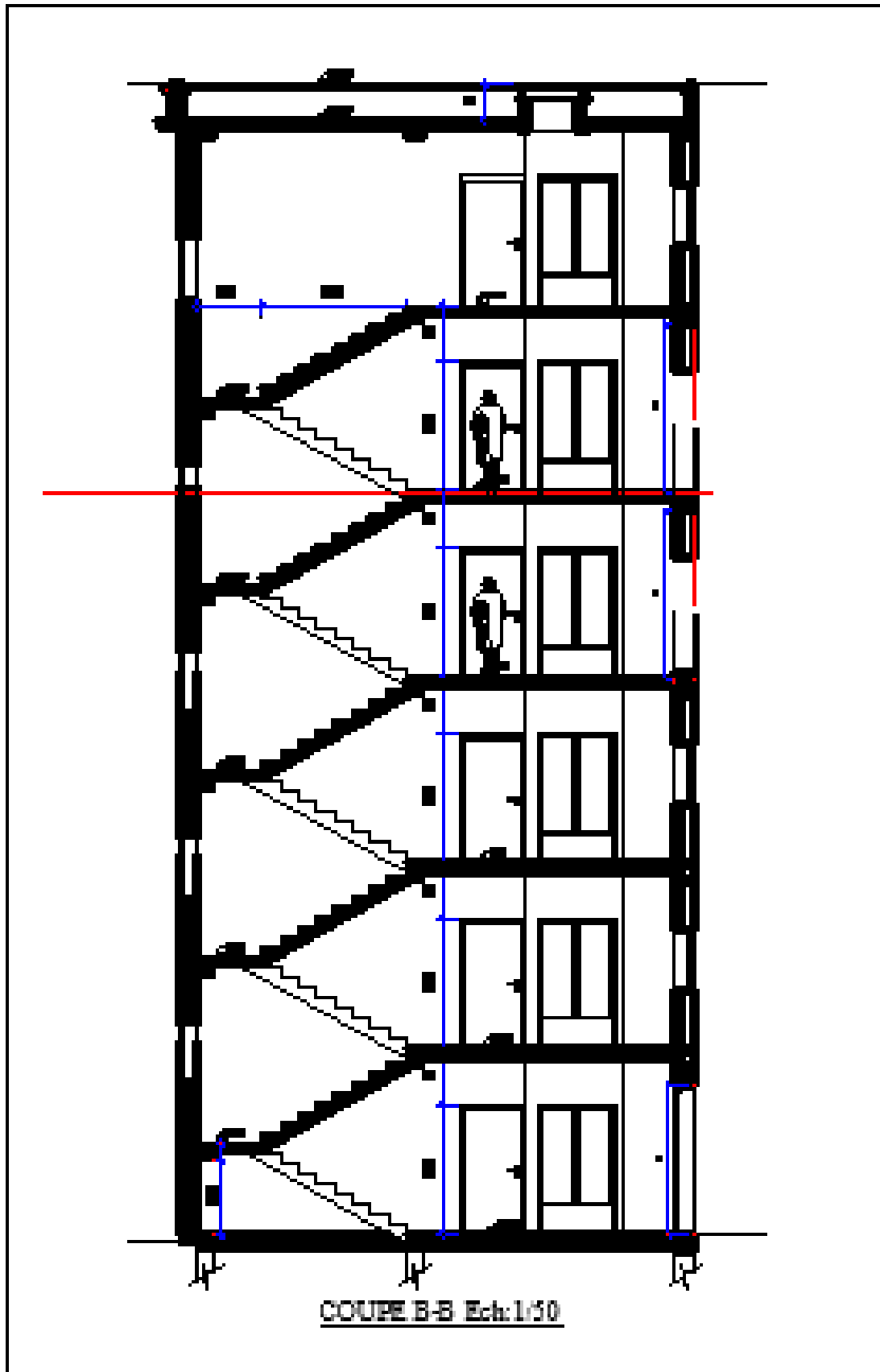
Dans le cas de l'ELS on suppose que le diagramme parabole rectangle reste dans le domaine élastique linéaire, est défini par son module d'élasticité.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$.







Chapitre II :

PRE DIMENSIONNEMENT & DESCENTE DES CHARGES

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but le calcul à titre prévisionnel des sections des différents éléments résistants en utilisant les prescriptions du *BAEL 91* et des *RPA99/version 2003*. Il est aussi très important pour la détermination de dimensions économiques afin d'éviter un surplus d'acier et de béton. II.2. Pré dimensionnement :

II.2.1. Pré dimensionnement des planchers :

Les planchers sont éléments résistants représentant des aires horizontales séparant deux niveaux. Ils reprennent les charges et surcharges pour les transmettre aux éléments porteurs ; en outre ils s'assurent l'isolation acoustique, thermique et la sécurité contre l'incendie.

II.2.1. Planchers à corps creux : (BAEL91 Art B.6.8 P423)

II.2.1.1 Condition de flèche : (BAEL 91 Art B.6.8 P424)

La rigidité (condition de flèche) exige que les poutrelles doit avoir un rapport h/L est ou moins égal à $L/22.5$.

L : est la plus grande portée parallèle aux poutrelles ($L_{max} = 450cm$).

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow ht \geq \frac{L}{22.5} = 20cm$$

On prend : $ht = 20cm (16 + 4)$

Le plancher doit avoir une épaisseur minimale de $(16+4) cm$.

II.2.1.2. Les caractéristiques géométriques des nervures :

La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T) dont les caractéristiques géométriques sont les suivantes :

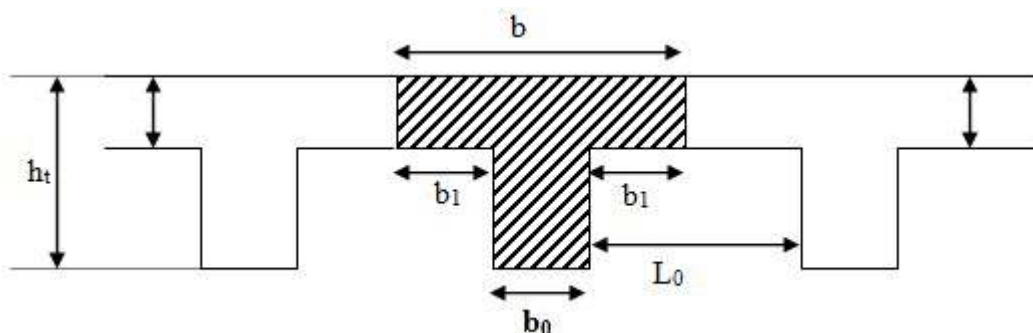


Figure II.1 : caractéristiques géométriques de la nervure.

La largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \{L_0/2 ; L/10\} \rightarrow b_1 = \min \{53/2=26.5\text{cm} ; 450/10=45\text{cm}\}$$

L_n : la distance entre nus de deux nervures ;

L : la longueur de la nervure.

Donc: $b_1 = 26,5 \text{ cm}$

$$0,3h_t < b_0 < 0,8 \text{ ht (CBA 93 Art A.5.1.2.1.1 P39)}$$

Donc : $6 \text{ cm} \leq b_0 \leq 16 \text{ cm}$ Pour des raisons

constructives on prend : $b_0 = 12 \text{ cm}$.

Le corps creux commercialisé à une hauteur de 16cm et une longueur de 55 cm .

On prend : $b = 2(b_1) + b_0 = 2(26.5) + 12 = 65\text{cm}$

II.2.2. La dalle pleine :

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulée sur place repose sur des appuis (murs ou poutres).

L'estimation de l'épaisseur de la dalle est gouvernée par plusieurs critères, qui sont : la résistance au feu, l'isolation thermique et phonique, et la résistance à la flexion, (condition de flèche)...etc. tous ces critères sont détaillés dans ce qui suit : a. Résistance au feu

Selon de niveau de sécurité à l'incendie recherché, l'épaisseur de la dalle varie entre :

- $e=7\text{cm}$ pour une heure de coup feu ;

- $e=11\text{cm}$ pour deux heure de coup feu ;

- $e=17.5\text{cm}$ pour quatre heure de coup feu.

On prend : $e=11 \text{ cm}$.

b. Isolation thermique :

Pour une bonne isolation phonique, selon la loi de masse, le plancher doit y avoir une masse entre 350kg/m^2 à 450kg/m^2 , et puisque notre dalle est en béton armé on peut limiter l'épaisseur :

$$e = \frac{350}{2500} = 0,14 \text{ m} = 14 \text{ cm}$$

c. Résistance à la flexion : (BAEL91 P384)

Pour les dalles portantes dans un seul sens : $\leq 0,4$

$$= L_x/L_y = 120/270 = 0.24 < 0.4 \quad h_0 \geq$$

$L_x/20$ (pour un panneau isolé)

Avec L est la petite portée de la dalle entre nus d'appuis :

$$h_0 \geq 110/20 \Rightarrow h_0 \geq 5,5 \text{ cm};$$

$$e = \max (5,5 ; 14 ; 11) ;$$

On trouve : $e \geq 14 \text{ cm}$.

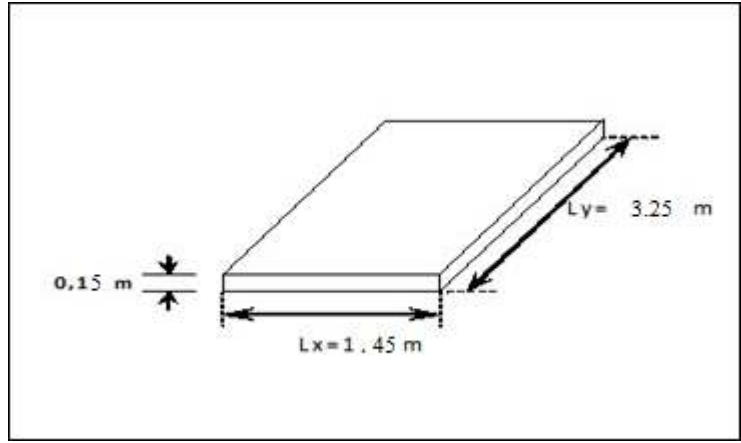


Figure II.2 : Dimension d'un panneau de dalle.

II.2.3. Les poteaux :

En considérant que les éléments agissants sur les poteaux seront réduits à une force de compression centrée N perpendiculaire à la surface Set passant par le centre de gravité.

Au départ, On prend pour section des poteaux celle des plans d'architecture (30x40).

Selon les prescriptions du (RPA99/ V2003.P.61 Art 7.1) ; les dimensionnements des poteaux doivent vérifier les conditions :

On trouve :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min} (b, h) > 25 \\ \text{Min} (b ; h) > \frac{he}{20} \\ \dots cv \\ 0,25 \leq b/h \leq 4 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} 30 \text{ cm} > 25 \dots\dots\dots cv \\ 30 \text{ cm} > 15,5 \dots\dots \\ 0,25 \leq 0,75 \leq 4 \dots\dots\dots cv \end{array} \right.$$

On prend : (30x40) cm². (à titre provisoire)

II.2.4. Les poutres:

a. Les poutres principales :

Les poutres principales transmettent les charges des planchers aux différents éléments verticaux.

La section de la poutre est déterminée par les formules suivantes :

– $L_{max}/15 \leq h \leq L_{max}/10$;
 – $0.4 h \leq b \leq 0.7 h$.

Avec :

– L_{max} : longueur libre entre nus d'appuis ;

- h: hauteur totale de la poutre ;
- b : largeur de la poutre.

❖ La hauteur h :

$$L_{\max}/15 \leq h \leq L_{\max}/10 \quad \text{ou } L_{\max} = 4.50\text{m} ;$$

$$410/15 \leq h \leq 410/10 ;$$

$$27.33 \leq h \leq 41 ;$$

On adopte $h = 40 \text{ cm}$.

❖ La largeur b :

$$0,4 h \leq b \leq 0,7 h ;$$

$$0,4 \times 40 \leq b \leq 0,7 \times 40 ;$$

$$16 \leq b \leq 28.$$

On adopte $b = 30 \text{ cm}$.

D'après le (RPA.99/ V2003 A7.5.1) :

il faut vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} h/b \leq 4 \quad h/b = 1,6 \leq 4 \dots\dots\dots \text{cv} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} b \geq 20\text{cm} & b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{cv} \\ h \geq 30\text{cm} \Rightarrow & h = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{cv} \end{array} \right.$$

Donc la poutre principale aura une section : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

b. Les poutres secondaires chainages:

❖ La hauteur h :

$$L_{\max}/15 \leq h \leq L_{\max}/10 \quad \text{ou } L_{\max} = 405$$

$$405/15 \leq h \leq 405/10$$

$$27 \leq h \leq 40.5$$

On adopte $h = 30 \text{ cm}$

❖ La largeur b :

$$0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30$$

$$14 \leq b \leq 24.5$$

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

Condition du (RPA.99/ V2003 Art 7.5.1 P69):

Il faut vérifier :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv} ; \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv} ; \\ h/b = 1.2 \leq 4 \dots\dots\dots \text{cv} \end{array} \right.$$

Donc la poutre secondaire à une section : $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$.

c. La poutre palière :

$$L/15 < h < L/10, L = 300 \text{ cm} \text{ pour tous les étages}$$

$$300/15 < h < 300/10 \Rightarrow 20 < h < 30 \text{ cm. On adopte: } h = 30 \text{ cm}$$

$$b \geq (h/3 ; 2h/3) \rightarrow b \geq (10 ; 20) ;$$

On adopte : $b = 30 \text{ cm}$

La poutre palière à la section $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

II.2.5. Les voiles :

Les murs en béton armé (voiles) servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations :

- Les charges verticales: charges permanentes et surcharges ;
- Les actions horizontales: effet de séisme et du vent ;

Seuls les efforts de translation seront pris en compte ceux de la rotation ne sont pas connues dans le cadre de ce pré dimensionnement.

D'après (RPA99 Art 7.7.1 P74), les voiles doivent satisfaire les conditions suivantes:

- L'épaisseur minimale notée « a » devra être conforme aux conditions suivantes :
 $a \geq 15 \text{ cm}$ et $a \geq h_e/20$
- La largeur du voile être prise au moins égale à 4 a.
 $L \geq 4a$

Ayant des étages d'égales hauteur (étage courant et RDC $h_e = 3,06 \text{ m}$ et des conditions précitées on obtient:

$$a \geq h_e/20 \rightarrow a \geq 306/20 = 15.3 \text{ cm}$$

On prend : $a = 20 \text{ cm}$ à titre de pré dimensionnement

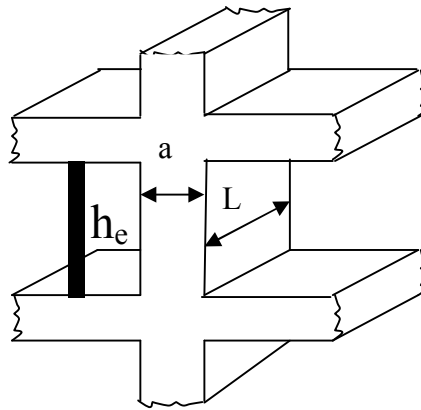


Figure II.3 : Coupe de voile en élévation.

II.2.6. Les escaliers :

Pour les escaliers on considère les paramètres suivants:

h : hauteur de la contre marche, variant de $0,15$ à $0,17m$;

g : largeur de la marche, variant de $0,26$ à $0,36m$; α :

Inclinaison de la volée = $\text{arc tg } (h/g)$.

Pour le pré dimensionnement en utilisant la formule de Blondel, la hauteur de la marche devra satisfaire la condition suivante:

$$59 < 2h + g < 66$$

Avec : g est le giron, que l'on prend égale à : 30 cm .

$$\frac{59 - g}{2} < h < \frac{66 - g}{2} \rightarrow \frac{59 - 30}{2} < h < \frac{66 - 30}{2}; \rightarrow 16 < h < 18$$

On adopte : $h = 17 \text{ cm}$.

Le nombre de contremarches est calculer par:

$$N_c = H/h$$

Où : H est la hauteur d'étage, qui vaut

$3.06m$

Ce qui donne :

$$N_c = \frac{306}{17} = 18 \text{ contre marches dans chaque étage ;}$$

La pente de volés peut ce calculer par :

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{H}{L} = \frac{9 \times 17}{8 \times 30} = 0.6375 \rightarrow \alpha = 32.51^\circ$$

La longueur des volés ce calcul par :

$$L_1 = \frac{9 \times 17}{\sin \alpha} = 284.91 \text{ cm} = 2.85 \text{ m}$$

Finalement, l'épaisseur minimale de la paillasse est déterminée suivant la condition suivante:

$$L/30 < e < L/20$$

$$L_1 = 2.85 \text{ m}$$

$$L_2 = 1.3 \text{ m}$$

Donc on trouve que:

$$300/30 \leq e \leq 300/20$$

$$10 \leq e \leq 15$$

On prend : $e = 15 \text{ cm}$

On prend l'épaisseur du palier de repos le même que la paillasse $e = 15 \text{ cm}$.

II.2.7 L'acrotère :

L'acrotère est un élément de protection qui se trouve au niveau du plancher terrasse du bâtiment, pour le calcul, il est assimilé à une console (verticale) encastrée au plancher soumise à l'action de son poids propre et à une charge horizontale dite « main courante ».

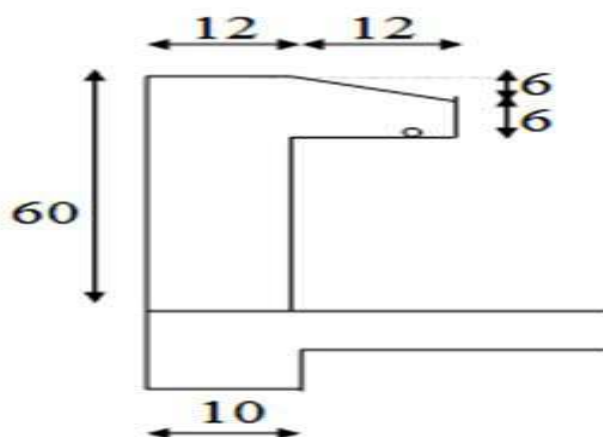


Figure II.4 : détail de l'acrotère.

$$\text{La surface : } S = (0.6 \times 0.12) + (0.06 \times 0.12) + \frac{0.06 \times 0.1}{2}$$

$$S = 0,0828 \text{ m}^2$$

Le poids : $P1 = \delta \times S$

$$P1 = 25 \times 0,0828 = 2,07 \text{ KN/ml}$$

Revêtement d'enduit de ciment : (1,5 cm)

$$X = \overline{0.12 + 0.06} = .$$

$$P2 = 20 \times 0,015 \times (0,6 + 0,12 + 0,134 + 0,48 + 0,06 + 0,12) = 0,4542 \text{ KN/ml}$$

Donc :

$$\text{Charge permanente G : } G = 2,07 + 0,4542 = 2,52 \text{ KN/ml}$$

II.3. Poids volumiques des matériaux :

Béton armé.....	25 KN/m^3 ;	Mortier.....	20 KN/m^3 ;
Forme de pente	22 KN/m^3 ;	Sable.....	18 KN/m^3 ;
Etanchéité	5 KN/m^3 ;	Plâtre.....	14 KN/m^3 ;
Isolation thermique.....	4 KN/m^3 ;	Carrelage.....	22 KN/m^3 ;
Gravillon de protection	15 KN/m^3 ;	Brique creux.....	9 KN/m^3 ;
Enduit ciment.....	18 KN/m^3 .		

II.4.Evaluation des charges et surcharges :

II.4.1 Plancher terrasse + Etage + RDC (Corps creux) :

DESIGNATION	EPAISSEUR (CM)	PLANCHER TERRASSE (KN/M²)	ETAGE COURANT+RDC
<i>Gravillon de protection</i>	4	0,6	-
<i>Etanchéité multicouche</i>	4	0,2	-
<i>Béton de pente</i>	10	2,2	-
<i>Isolation thermique</i>	4	0,16	-
<i>Dalle corps creux</i>	16+4	2,85	2,85
<i>Enduit plâtre</i>	2	0,25	0,28
<i>Carrelage</i>	2	-	0,44
<i>Mortier de pose</i>	2	-	0,4
<i>Lit de sable</i>	3	-	0,54
<i>Cloisons de distribution</i>	10	-	1
<i>Charge permanente G</i> <i>Charge d'exploitation Q</i>		6,29	5,51
		1	1,5

Tableau II.1 : Charges et surcharges du plancher terrasse + étage +RDC.

II.4.2. Mur extérieur :

DESIGNATION	EPAISSEUR (CM)	PLANCHER TERRASSE (KN/M²)
<i>Brique creuse</i>	10	0,9
<i>Brique creuse</i>	15	1,35
<i>Enduit ciment</i>	2	0,36
<i>Enduit plâtre</i>	2	0,28
<i>Charge permanente G</i>		2,89

Tableau II.2 : Charges dues au mur extérieur.

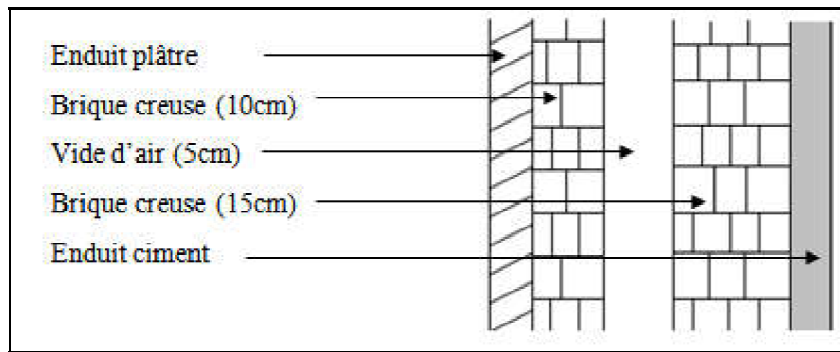


Figure II.7 : Détail mur extérieur.

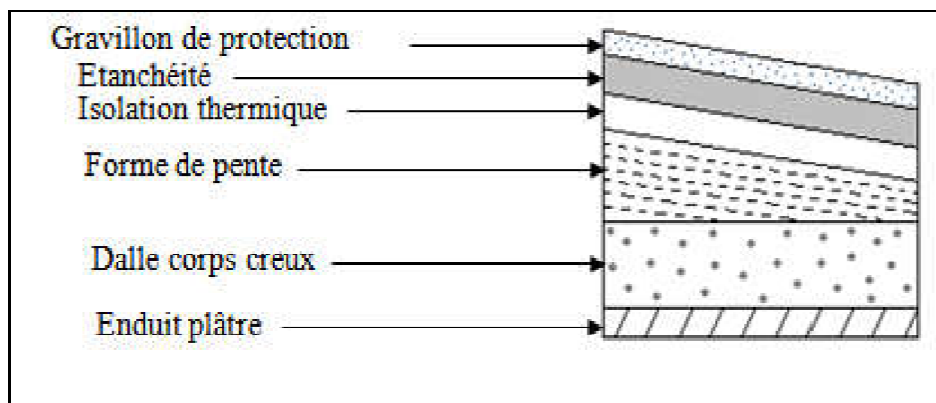


Figure II.5: Détail plancher terrasse.

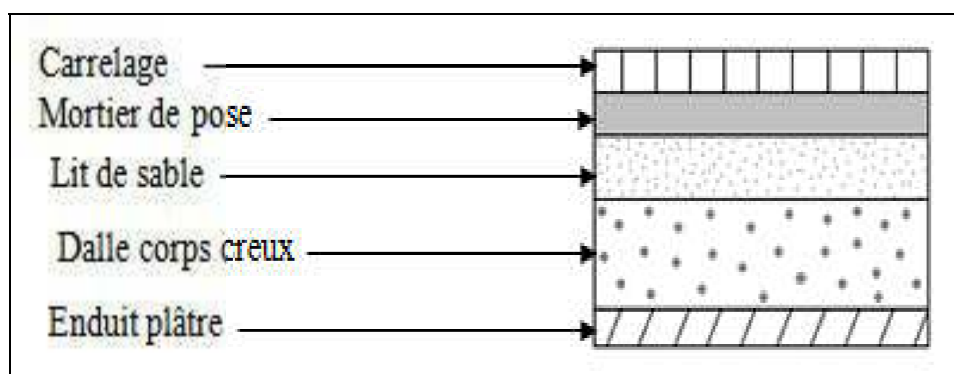


Figure II.6 Détail plancher étage

II.4.3 Mur intérieur :

DESIGNATION	EPAISSEUR (CM)	PLANCHER TERRASSE (KN/M ²)
Enduit plâtre	2	0,28
Brique creuse	10	0,90
Enduit plâtre	2	0,28
Charge permanente G		1,46

Tableau II.3: Charges du mur intérieur.

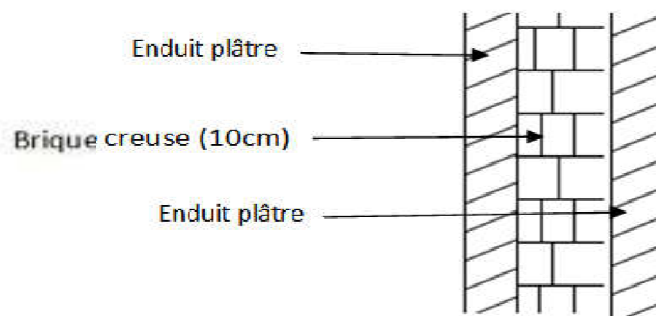


Figure II.8 : Détail mur intérieur.

II.4.4. Les escaliers :

❖ Paillasse :

DESIGNATION	EPAISSEUR (CM)	RDC+ETAGE (KN/M ²)
Volée	15	4,29
Les marches	17	22□ $\frac{0,17}{2}$ □ 1,87
Carrelage	2	0,44
Mortier de pose	2	0,4
Enduit ciment	1	0,18
Gardes de corps métallique	-	0,1
Charge permanente G		7,14
Charge d'exploitation Q		2,5

Tableau II.4: Charges et surcharges de paillasse.

❖ Palier de repos :

<i>DESIGNATION</i>	<i>EPAISSEUR (CM)</i>	<i>RDC+ ETAGE (KN/M²)</i>
<i>Poids propre</i>	15	0,27
<i>Lit de sable</i>	1,5	3,75
<i>Carrelage</i>	2	0,44
<i>Mortier de pose</i>	2	0,4
<i>Enduit ciment</i>	2	0,36
<i>Charge permanente G</i>		4,97
<i>Charge d'exploitation Q</i>		2,5

Tableau II.5: Charges et surcharges du palier de repos.

II.4.5.La dalle pleine (balcon) :

<i>DESIGNATION</i>	<i>EPAISSEUR (CM)</i>	<i>SOL (KN/M²)</i>
<i>BETON ARME</i>	14	3,5
<i>MORTIER DE POSE</i>	2	0,4
<i>LIT DE SABLE</i>	2	0,36
<i>CARRELAGE</i>	2	0,44
<i>CHARGE PERMANENTE G</i>		4,7
<i>CHARGE D'EXPLOITATION Q</i>		3,5

Tableau II.6: Charges et surcharges du balcon.

II.4.6: L'acrotère :

DESIGNATION	CHARGE
Charge permanente G	2,52

Tableau II.7: Charges et surcharges du l'acrotère.

II.5. La descente des charges :

La descente des charges est l'opération qui consiste à calculer pour chaque élément porteur (poteau), les charges qu'il supporte à partir de chaque étage jusqu'à la fondation.

Pratiquement, la descente des charges précède toujours le calcul de la structure, et par mesure de simplification les calculs de descente des charges sont faites en délimitant les zones d'influence des dalles et des poutres par des lignes correspondant au milieu des portés (poutres simplement appuyées sur des poteaux), il est tenu compte de l'effet de continuité des dalles et des poutres sur les moments de flexion dans les poteaux de manière approximative sous forme de majoration des efforts normaux (BAEL91 Art B.8.1.1 P107):

- 15% pour les poteaux courant de la file centrale d'un bâtiment à deux travées ;
- 10% pour les poteaux centraux voisins des poteaux de rive dans un bâtiment dont au moins il y a trois travées.

II.6. La loi de dégression des charges : (DTR B.C Art 6.3)

Elles s'appliquent aux bâtiments à grand nombre d'étages où les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendantes.

Les surcharges verticales peuvent être minorées selon la loi de dégression verticale ciaprès.

- Soit Q_0 la surcharge appliquée à la terrasse de couverture, -
- Soit Q_i la surcharge appliquée à l'étage "i".

Les étages étant numérotés de haut en bas; on calcul Σ_i surcharge totale à considérer au-dessous du plancher de l'étage n° i.

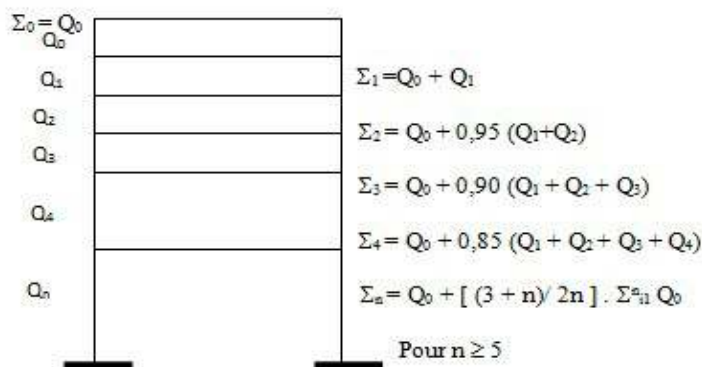


Figure II.9: Schéma explicatif de loi de dégression.

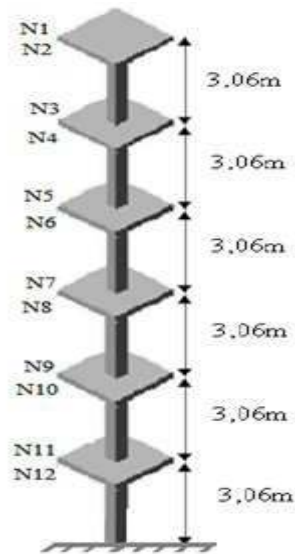


Figure II.10: Schéma explicatif des niveaux de la structure.

II.7. Calcul de N_u max :

II.7.1. Détermination du chargement :

a. Poteau central (2-B) :

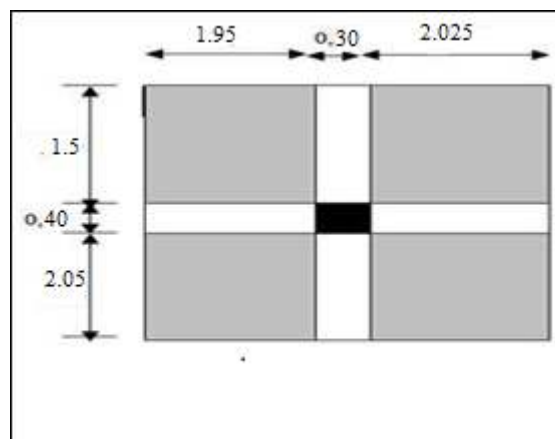


Figure II.11: surface du poteau central.

$$S = 14,11\text{m}^2. (\text{charges permanentes})$$

$$S = 16,11\text{m}^2 \text{ Plancher terrasse } S=15,99\text{m}^2 \text{ PEC. (Charges d'exploitation)}$$

SECTION	G	Q
Section N1-N1		
Plancher terrasse:		
$6,29 / [(1,95+2,025) \times (1,5+2,05)] = 101,331$ $6,29 \times 14,11$	88,75	16,11
Poutre principale: $(0,30 \times 0,4 \times 25) \times 3,55 = 8,87$	10,65	
Poutre transversale: $(0,30 \times 0,30 \times 25) \times 3,97 = 8,68$	8,93	

Σ	108.33	16.11
Section N2-N2		
Poids venant de la section N1-N1:	108.33	16.11
Poids de poteau: $(0,30 \times 0,4 \times 25) \times 3,06 = 9.18$	9.18	
Σ	117.51	16.11
Section N3-N3		
Poids venant de la section N2-N2 : Plancher étage:	117.51	16.11
$5,51((1,95+2.025) \times (1,5+2,05)) = 77.75$	77.75	23.98
	10.65	
Poutre principale: $(0,30 \times 0,4 \times 25) \times 3.55 = 810.65$		
Poutre transversale: $(0,30 \times 0,30 \times 25) \times 3,97 = 8.93$	8.93	
Σ	214.84	40.09
Section N4-N4		
Poids venant de la section N3-N3:	214.84	40.09
Poids de poteau: $(0,30 \times 0,4 \times 25) \times 3,06 = 9.18$	9.18	
Σ	224.02	40.09
Section N5-N5		
Poids venant de la section N4-N4 : Plancher étage:	224.02	40.09
$5,51((1,95+2.025) \times (1,5+2,05)) = 77.75$	77.75	23.98
Poutre principale: $(0,30 \times 0,4 \times 25) \times 3.55 = 810.65$	10.65	
Poutre transversale: $(0,30 \times 0,30 \times 25) \times 3.97 = 8.93$	8.93	
Σ	321.35	64.07
Section N6-N6		
Poids venant de la section N5-N5:	321.35	64.07
Poids de poteau: $(0,30 \times 0,4 \times 25) \times 3,06 = 9.18$	9.18	
Σ	330.53	64.07
Section N7-N7		
Poids venant de la section N6-N6 : Plancher étage:	330.53	64.07
$5,51((1,95+2.025) \times (1,5+2,05)) = 77.75$	77.75	23.98
	10.65	
Poutre principale: $(0,30 \times 0,40 \times 25) \times 3.55 = 8.87$		

<i>Poutre transversale: (0,30×0,30×25) ×3,97=8.93</i>	8.93	
Σ	427.86	88.05
Section N8-N8		
<i>Poids venant de la section N7-N7:</i>	427.86	88.05
<i>Poids de poteau: (0,30×0,4×25) ×3,06=9.18</i>	9.18	
Σ	437.04	88.05
Section N9-N9		
<i>Poids venant de la section N8-N8 : Plancher étage:</i>	437.04	88.05
<i>5,51((1,95+2.025) × (1,5+2,05))=77.75</i>	77.75	23.98
<i>Poutre principale: (0,30×0,40×25) ×3.55=10.65</i>	10.6	
<i>Poutre transversale: (0,30×0,30×25) ×3,97=8.93</i>	8.93	
Σ	534.37	112.03
Section N10-N10		
<i>Poids venant de la section N9-N9:</i>	534.37	112.03
<i>Poids de poteau: (0,30×0,4×25) ×3,06=9.18</i>	9.18	
Σ	543.55	112.03
Section N11-N11		
<i>Poids venant de la section N10-N10 : Plancher étage:</i>	543.55	112.03
<i>5,51× ((1,95+2.025) × (1,5+2,05))=77.75</i>	77.75	23.98
<i>Poutre principale: (0,30×0,40×25) ×3.55=10.65</i>	10.65	
<i>Poutre transversale: (0,30×0,30×25) ×3,97=8.93</i>	8.93	
Σ	640.88	136.01
Section N12-N12		
<i>Poids venant de la section N11-N11:</i>	640.88	136.01
<i>Poids de poteau: (0,30×0,4×25)3,06=9.181</i>	9.18	
Σ	650.06	136.01

Tableau II.8 : Charges permanentes et d'exploitations pour chaque niveau.

- la charge permanente totale : $G = 650.06KN$
- la charge d'exploitation totale : $Q = 136.01KN$

$$Nu = 1.35G + 1.5Q = 1081.59KN$$

$$Nu' = Nu \times 1,1 = 1189.75 KN$$

b. Poteau de rive (2-A) :

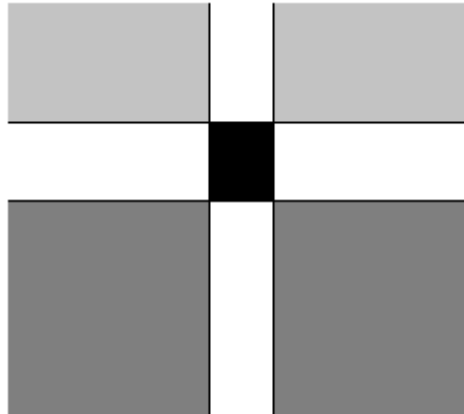


Figure II.12: surface du poteau de rive.

$$S = S1 + S2 = (1.95 + 2.025)2.05 + (1.95 + 2.025)1.2 = 8.14 + 4.77 = 12.918 \text{ m}^2. \text{ (Charges permanentes)}$$

SECTION	G	Q
Section N1-N1		
Acrotère : $2,52 \times (1.95 + 0.25 + 2.025) = 10.647$ Plancher terrasse:	9,58	
$6,29(8.14) + 4.7(4.77) = 73.61$	73.61	12.918
Poutre principale: $(0,30 \times 0,40 \times 25) \times 3,97 = 10.65$	11.91	
Poutre longitudinale: $(0,30 \times 0,30 \times 25) \times 3.25 = 7.1$	7.31	
Σ	102.41	12.918
Section N2-N2		
Poids venant de la section N1-N1:	102.41	12.918
Poids de poteau: $(0,30 \times 0,4 \times 25) \times 3,06 = 9.18$ Poids de mur extérieur:	9.18	
$(2,89 \times (3,97 \times 2,90)) = 33.27$	33.27	
Σ	144.86	12.918
Section N3-N3		
Poids venant de la section N2-N2 : Plancher étage:	144.86	12.91
$5,51(8.14) + 4.7(4.77) = 67.26$	67.26	10.57×1.5
Poutre principale: $(0,30 \times 0,4 \times 25) \times 3.97 = 11.91$	11.91	2.34×3.5
Poutre longitudinale: $(0,30 \times 0,30 \times 25) \times 3.25 = 7.31$	7.31	$= 28.90$
Σ	231.34	41.81
Section N4-N4		

Poids venant de la section N3-N3:	231.34	41.81
Poids de poteau: $(0,30 \times 0,4 \times 25) \times 3,06 = 9.18$ Poids de mur extérieur:	9.18	
$(2,89 \times (3,97 \times 2,90)) = 33.27$	33.27	
Σ	273.79	41.81
Section N5-N5		
Poids venant de la section N4-N4 : Plancher étage:	273.79	41.81
$5,51 \times (8.14) + 4.7(4.77) = 67.27$	67.26	28.90
Poutre principale: $(0,30 \times 0,4 \times 25) \times 3,97 = 11.91$	11.91	
Poutre longitudinale: $(0,30 \times 0,30 \times 25) \times 3.25 = 7.31$	7.31	
Σ	360.27	70.71
Section N6-N6		
Poids venant de la section N5-N5:	360.27	70.71
Poids de poteau: $(0,30 \times 0,4 \times 25) \times 3,06 = 9.18$	9.18	
Poids de mur extérieur:		
$(2,89 \times (3,97 \times 2,90)) = 33.27$	33.27	
Σ	402.72	70.71
Section N7-N7		
Poids venant de la section N6-N6 : Plancher étage:	402.72	70.71
$5,51(8.14) + 4.7(4.77) = 67.27$	67.26	28.90
Poutre principale: $(0,30 \times 0,40 \times 25) \times 3,97 = 11.91$	11.91	
Poutre longitudinale: $(0,30 \times 0,30 \times 25) \times 3.25 = 7.31$	7.31	
Σ	489.20	99.61
Section N8-N8		
Poids venant de la section N7-N7:	489.20	99.61
Poids de poteau: $(0,30 \times 0,4 \times 25) \times 3,06 = 9.18$ Poids de mur extérieur:	9.18	
$(2,89 \times (3,97 \times 2,90)) = 33.27$	33.27	
Σ	531.65	99.61
Section N9-N9		
Poids venant de la section N8-N8 : Plancher étage:	531.65	99.61
$5,51 \times (8.14) + 4.7(4.77) = 67.26$	67.26	28.90
Poutre principale: $(0,30 \times 0,40 \times 25) \times 3,90 = 11.91$	11.91	

<i>Poutre longitudinale: (0,30×0,30×25) ×3.25=7.31</i>	7.31	
Σ	618.13	128.51
Section N10-N10		
<i>Poids venant de la section N9-N9:</i>	618.13	128.51
<i>Poids de poteau: (0,30×0,4×25)3,06=9.18 Poids de mur extérieur:</i>	9.18	
<i>(2,89× (3,974×2,90))=33.27</i>	33.27	
Σ	660.58	128.51
Section N11-N11		
<i>Poids venant de la section N10-N10 : Plancher étage:</i>	660.58	128.51
<i>5,51× (8.14)4.7(4.77)=67.26</i>	67.26	28.90
<i>Poutre principale: (0,30×0,40×25) ×3,90=11.91</i>	11.91	
<i>Poutre longitudinale: (0,30×0,30×25) ×3.25=7.31</i>	7.31	
Σ	747.06	157.41
Section N12-N12		
<i>Poids venant de la section N11-N11:</i>	747.06	157.41
<i>Poids de poteau: (0,30×0,4×25) ×3,06=9.18</i>	9.18	
<i>Poids de mur extérieur:</i>		
<i>(2,89× (3,97×2.90))=33.27</i>	33.27	
Σ	789.51	157.41

Tableau II.9 : Charges permanentes et d'exploitations pour chaque niveau.

- la charge permanente totale : $G = 789.51KN$
- la charge d'exploitation totale : $Q = 157.41KN$

$$Nu = 1.35G + 1.5Q = 1301.95KN$$

$$Nu' = Nu \times 1,1 = 1432.14KN$$

c. Poteau d'angle (1-A) :

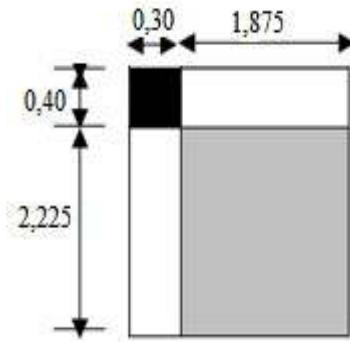


Figure II.13: surface du poteau d'angle.

$$S = 3.84cm^2.$$

SECTION	G	Q
Section N1-N1		
<i>Acrotère : $2,52 \times (1.95+0.25+2.025+0.25) = 11,84$</i>	11,84	
<i>Plancher terrasse: $6,29 \times (2,225 \times 1,875) = 26,24$</i>	26,24	5,24
<i>Poutre principale: $(0,3 \times 0,4 \times 25) \times 2,225 = 6,675$</i>	6,68	
<i>Poutre longitudinale: $(0,3 \times 0,30 \times 25) \times 1,875 = 4,92$</i>	4,92	
Σ	49,68	5,24
Section N2-N2		
<i>Poids venant de la section N1-N1:</i>	49,68	5,24
<i>Poids de poteau: $(0,30 \times 0,4 \times 25) \times 3,06 = 10,71$ Poids de mur extérieur:</i>	10,71	
<i>$2,89((1,875 \times 2,71) + (2,225 \times 2,66)) = 31,79$</i>	31,79	
Σ	92,18	5,24
Section 3-3		
<i>Poids venant de la section N2-N2 : Plancher étage:</i>	92,18	5,24
<i>$5,51 \times (2,225 \times 1,875) = 22,98$</i>	22,98	7,86
<i>Poutre principale: $(0,3 \times 0,4 \times 25) \times 2,225 = 6,675$</i>	6,675	
<i>Poutre longitudinale: $(0,3 \times 0,30 \times 25) \times 1,875 = 4,92$</i>	4,92	
Σ	126,76	13,10
Section N4-N4		
<i>Poids venant de la section N3-N3:</i>	126,76	13,10
<i>Poids de poteau: $(0,30 \times 0,4 \times 25) \times 3,06 = 10,71$ Poids de mur extérieur:</i>	10,71	
<i>$2,89 \times ((1,875 \times 2,71) + (2,225 \times 2,66)) = 31,79$</i>	31,79	

Σ	158,55	13,10
Section N5-N5		
Poids venant de la section N4-N4 : Plancher étage:		
$5,51 \times (2,225 \times 1,875) = 22,98$	22,98	7,86
Poutre principale: $(0,30 \times 0,4 \times 25) \times 2,225 = 6,675$	6,675	
Poutre longitudinale: $(0,3 \times 0,30 \times 25) \times 1,875 = 4,92$	4,92	
Σ	193,12	20,96
Section N6-6		
Poids venant de la section N5-N5:		
Poids de poteau: $(0,30 \times 0,4 \times 25) \times 3,06 = 10,71$ Poids de mur extérieur:	10,71	
$2,89 \times ((1,875 \times 2,71) + (2,225 \times 2,66)) = 31,79$	31,79	
Σ	224,91	20,96
Section N7-N7		
Poids venant de la section N6-N6 : Plancher étage:		
$5,51 \times (2,225 \times 1,875) = 22,98$	22,98	7,86
Poutre principale: $(0,30 \times 0,4 \times 25) \times 2,225 = 6,675$	6,675	
Poutre longitudinale: $(0,3 \times 0,30 \times 25) \times 1,875 = 4,92$	4,92	
Σ	259,49	28,82
Section N8-N8		
Poids venant de la section N7-N7:		
Poids de poteau: $(0,30 \times 0,4 \times 25) \times 3,06 = 10,71$ Poids de mur extérieur:	10,71	
$2,89 \times ((1,875 \times 2,71) + (2,225 \times 2,66)) = 31,79$	31,79	
Σ	291,28	28,82
Section N9-N9		
Poids venant de la section N8-N8 : Plancher étage:		
$5,51 \times (2,225 \times 1,875) = 22,98$	22,98	7,86
Poutre principale: $(0,30 \times 0,4 \times 25) \times 2,225 = 6,675$	6,675	
Poutre longitudinale: $(0,30 \times 0,30 \times 25) \times 1,875 = 4,92$	4,92	
Σ	325,85	36,68
Section N10-N10		
Poids venant de la section N9-N9:		
Poids de poteau: $(0,30 \times 0,4 \times 25) \times 3,06 = 10,71$ Poids de mur extérieur:	10,71	
$2,89 \times ((1,875 \times 2,71) + (2,225 \times 2,66)) = 31,79$	31,79	

Σ	368,35	36,68
Section N11-N11		
Poids venant de la section N10-N10 : Plancher étage:	368,35	36,68
5,51 × (2,225 × 1,875) = 22,98	22,98	7,86
Poutre principale: (0,30 × 0,4 × 25) × 2,225 = 6,675		
Poutre longitudinale: (0,30 × 0,30 × 25) × 1,875 = 4,92	6,675 4,92	
Σ	402,93	44,54
Section N12-N12		
Poids venant de la section N11-N11:	402,93	44,54
Poids de poteau: (0,35 × 0,4 × 25) × 3,06 = 10,71 Poids de mur extérieur:	10,71	
2,89 × ((1,875 × 2,71) + (2,225 × 2,66)) = 31,79	31,79	
Σ	445,43	44,54

Tableau II.10 : Charges permanentes et d'exploitations pour chaque niveau

- la charge permanente totale : $G = 445.43KN$
- la charge d'exploitation totale : $Q = 44.54KN$

$$Nu = 1.35G + 1.5Q = 668,14KN$$

$$Nu' = Nu \times 1,1 = 734,95KN$$

Le poteau le plus sollicité est le poteau de rive:

$$Nu = 1.35G + 1.5Q = 1035.21 KN \quad Nu' = Nu \times 1,1 = 1138,73 KN$$

II.8. Vérification de la section des poteaux:

Considérons une section rectangulaire de dimension ($b \times h$) avec $b < h$.

L'élanement $\lambda = L_f / i$

Avec $i = \sqrt{I} / B$

I : moment d'inertie ;

B : section du béton ;

L_f : longueur du flambement.

Dans notre cas $L_f = 0.7 L_0$: poteau encastré (BAEL91 Art 8.1.2 P107)

Pour les poteaux rectangulaires :

$$I = bh^3 / 12 \quad ; \quad \lambda = L_f / i \quad ; \quad B = b \times h \quad ; \quad Br = (a-2) \times (b-2).$$

N.B: il est préférable de prendre $\lambda < 35$ « pour faire participer à la résistance du poteau toutes les barres d'acier dans section » (BAEL93 P112).

– Calcul de la section réduite du béton : (BAEL 91 Art 8.2.1 P111)

$$N_u \leq \alpha Br \left[\left(f_{c28}/0.9 \gamma_b \right) + \left[\left(0.7 f_e / 100 \gamma_s \right) \right] \right]$$

A : la section d'acier minimale comprimée prise en compte dans le calcul ;

Br : la section réduite du poteau abstenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

□ Poteau rectangulaire : $Br = (b-0.02) (h-0.02) m^2$

□ = 1.15 ; □ = 1.5 ; s
b

Nu' : est l'effort normal ultime majorée $Nu = (1.35G + 1.5Q) \times 1,1$;

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré ;

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau ; α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle.

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)} \quad \text{Pour } 50 ; \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right) \quad \text{Pour } 50 \times \lambda \times 70 . \end{array} \right.$$

As : section d'acier minimale ;

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours (Ici en prend f_{c28} = 25 MPa) ;

f_e : contrainte limite élastique des aciers (Ici en prend f_e = 400 MPa) ; On

a le pourcentage d'armature est de 1 % tel que As/ Br=1/100.

$$\Theta = \begin{cases} 1,0 & t > 24 \text{ heure} \\ 0,9 & 1h < t < 24 \text{ heures} \\ 0,8 & t < 24 \text{ heures} \end{cases}$$

On prend $\Theta = 1.00$

B : coefficient qui dépend de l'élancement du poteau.

$$B = 1 + 1.2 (1/35)^2$$

p : L'élancement du poteau considéré Avec 35

Pour que toutes les armatures participent à la résistance du poteau on prend 35 Donc:

$$I = \frac{L^4}{B} = 0,0018 m^4 ; B = 0,35 \times 0,40 = 0,14 m^2 \text{ix } \sqrt{\frac{I}{B}} = 0,115 m.$$

$$L^f = 0.7 \times 3,06$$

- < 50 x x 50..... = . < 50 i 0,115

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)} = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left[\frac{18,62}{35}\right]} \square_2 = 0.80$$

Si plus de la moitié des charges est appliquée à $j < 90$ jours, on devise α par 1.1

$$= \frac{\dots}{\dots} = 0,73$$

$$B = 35 \times 40 = 1400 \text{ cm}^2$$

$$Br = (40-2) \times (35-2) = 1254 \text{ cm}^2$$

$$\geq \frac{\dots}{\dots} = 744,42 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{cv}$$

Donc les sections des poteaux vérifient les conditions précitées. II.9.

Conclusion :

Les résultats obtenus dans ce chapitre sont :

Élément	Dimensions
Plancher corps creux	(16+4) cm
Dalle pleine	15 cm
Poteau rectangulaire	(30×40) cm ²
Poutre principale	(30×40) cm ²
Poutre secondaire	(30×30) cm ²
Poutre palière	(30×30) cm ²
Voile	e=20 cm
Palier de repos	e=15 cm
Paillasse	e=15 cm
L'acrotère	h=60cm

Chapitre III :

CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1. L'acrotère :

III.1.1. Définition :

L'acrotère est une construction complémentaire sur la plancher terrasse pour servir essentiellement au relevé de l'étanchéité, et pour second rôle il sert à protéger les personnes contre la chute.

L'acrotère est assimilable à une console encastrée au le plancher terrasse, qui est un système isostatique. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

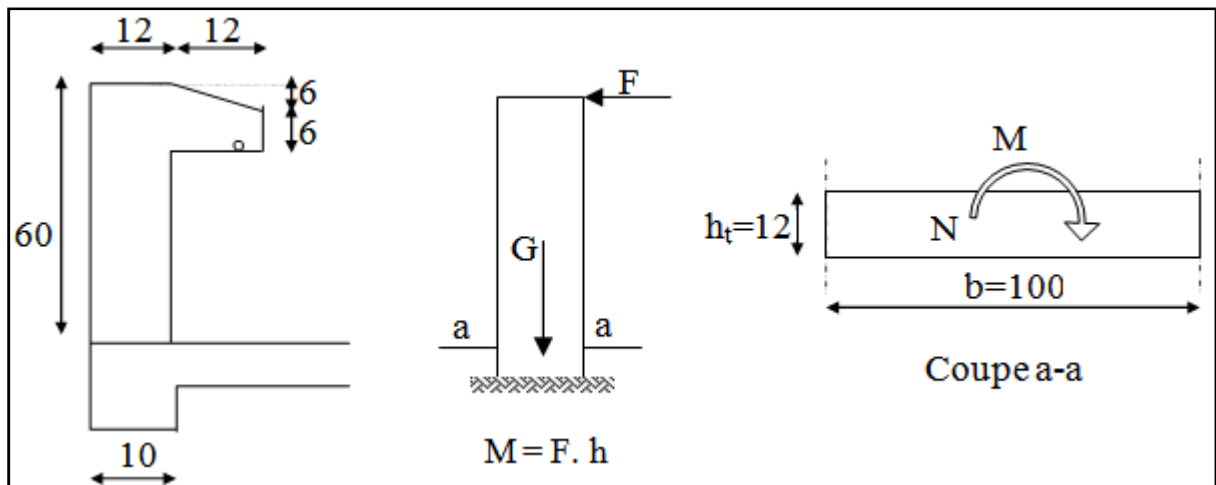


Figure III.1 : Principe et dimensions de l'acrotère.

- Le calcul sera effectuer pour une bonde de 1m de largeur la console sera calculée en Flexion composée.

III.1.2. Calcul des sollicitations:

- 1 -Poids propre : $W_p = 2,52 \text{ KN/ml}$;
- 2 -La surcharge d'exploitation : $Q = \max(F, F_p)$;
- 3 -La force horizontale F_p : (*RPA 99/ V2003, Art 6.3 P59*)

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone = 0,08 ; (*RPA 99/ V2003 Tab 4-1 P38*)
- C_p : Facteur de force horizontale = 0.8 ; (*RPA 99 / V2003 Tab 6-1 P59*)
- $F_p = 4 \times 0,08 \times 0,8 \times 235 = 0,60 \text{ KN/ml}$

Donc la charge d'exploitation est donnée par :

$$Q = \max \{ F, F_p \} \Rightarrow Q = \max \{ 1, 0,60 \}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

- **Moments et efforts normaux:**

$$M_{ELU} = 1,5 \times Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m};$$

$$N_{ELU} = 1,35 \times G = 1,35 \times 2,52 = 3,40 \text{ kN};$$

$$M_{ELS} = Q \times h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m};$$

$$N_{ELS} = G = 2,52 \text{ KN}.$$

/	N (KN)	M (KN.m)
E.L.U	3,40	0,90
E.L.S	2,52	0,60

Tableau III.1 : Moment et l'effort normal.

- **Calcul d'excentricité:**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,90}{3,402} = 26 \text{ cm}; \quad e_{ser} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,60}{2,52} = 0,24 \text{ m} = 24 \text{ cm};$$

$$e_u, e_{ser} > \frac{h_t}{6} = \frac{12}{6} = 2 \text{ cm}$$

$e_u, e_{ser} > e_0 \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la zone limitée par les armatures et l'effort normal étant un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

L'acrotère étant exposée aux différentes intempéries donc la fissuration considérer comme préjudiciable.

III.1.3. Ferrailage à l'E.L.U:

Tous les problèmes de flexion composée, lorsque la section est partiellement comprimée, se ramener à un calcul de flexion simple en prenant comme moment fictif, avec :

$$M_{uA} = N_u \cdot e_A$$

On obtient une section fictive d'acier A_{lu} , dont on déduit la section d'acier tendu :

$$A_u = A_{lu} - \frac{N_u}{100 \bar{\sigma}_s} (\text{cm}^2)$$

Avec:

e_A : Distance entre le point d'application de centre de pression « C » et le centre de gravité des armatures tendus.

$$e_A = e_U + (d - h/2)$$

Avec :

$$d = 0,9h = 10,8 \text{ cm}.$$

$$e_A = 26 + (10,8 - 12/2) = 30,8 \text{ cm}.$$

$$M_{UA} = 3,40 \times 30,8 = 104,72 \text{ KN.cm}.$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{AU}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{104,72 \times 10^4}{1200 \times 108^2 \times 14,17} = 0,005$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{AU}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{104,72 \times 10^4}{1200 \times 108^2 \times 14,17} = 0,005$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,5$$

$$\mu_{lu} = 0,368$$

$\mu_{bu} < \mu_{lu} \Rightarrow A' = 0$ (Pas d'armature comprimée).

$$\alpha_u = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,006$$

$$A_{u1} = \frac{0,8 \alpha_u b d f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = \frac{0,8 \times 0,006 \times 120 \times 10,8 \times 14,17}{400 / 1,15} = 0,25 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{u1} = 0,25 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_u = A_{u1} - \frac{N_u}{\sigma_s} \Rightarrow A_u = 0,09 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 1,56 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max \{A_{min}; A_u\} = 1,56 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : $A_s = 4 \text{ HA } 8 / \text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

Vérification de l'espace :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

- **Les armatures de répartitions:**

$$A_r = A_s / 4 = 0,50 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte : $A_r = 4 \text{ HA } 6 / \text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

Vérification de l'espace :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}$$

III.1.4. Vérification à l'E.L.S :

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A) y_{ser} - 15(A'_c + Ad) = 0 \text{ et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15A y_{ser} - 15Ad = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 15(2,01) y_{ser} - 15(2,01 \times 10,8) = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 30,15 y_{ser} - 325,62 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 256,96$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$y_{ser} = 2,26 \text{ cm.}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit:

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 2660,06 \text{ cm}^4.$$

III.1.5. Vérification des contraintes :

- Contraintes maximale de compression de béton: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_c \cdot M_{ser}}{I} = 0,51 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 0,51 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{cv.}$$

- Contraintes maximale de traction des aciers: $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times F_e E_s, 110 \sqrt{nf_{tj}}\right] = 201,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 28,89 \text{ MPa}$$

$$28,89 \text{ MPa} < 201,66 \text{ MPa} \dots \text{cv}$$

III.1.6. Vérification au cisaillement: (C.B.A 93 Art A.5.1.2.1.1 Page 39)

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2,50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa.} \right.$$

Ces valeurs sont valables lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable.

Avec :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = 1,5 Q = 1,50 \text{ KN/ml.}$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0,012 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa} \dots \text{cv}$$

III.1.7. Schéma de ferrailage:

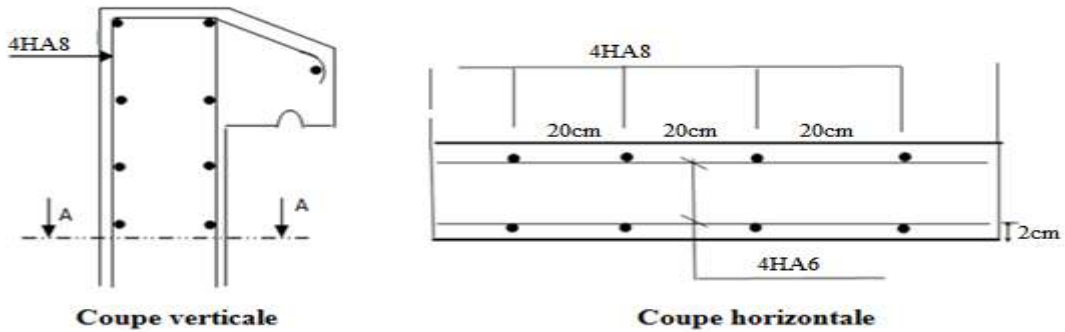


Figure III.2 : Ferrailage de l'acrotère.

III.2. Les balcons:

Le balcon est une dalle pleine considérée encastree dans les poutres, il est calculé comme un consol ferrailé en flexion simple.

Le balcon est soumis à une charge permanente G (poids propre), charge concentrée à l'extrémité libre P (poids propre de garde-corps), et une charge d'exploitation Q .

III.2.1. Evaluation des charges:

- Poids propre : $G = 4,7 \text{ KN/ml}$.
- Force concentrée due aux poids du mur extérieur : $P = 2,89 \text{ KN/ml}$.
- Surcharge d'exploitation : $Q = 3,50 \text{ KN/ml}$.

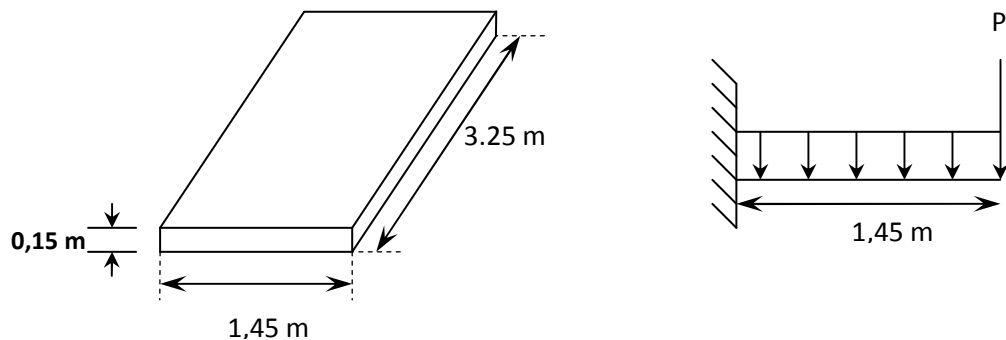


Figure III.3: Schéma statique et surcharges sur balcon.

III.2.2. Combinaison des charges:

E.L.U :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 11,60 \text{ KN/ml} ;$$

$$P_u = 1,35 G = 3,90 \text{ KN/ml}.$$

E.L.S :

$$q_s = G + Q = 8,20 \text{ KN/ml} ;$$

$$P_s = 2,89 \text{ KN/ml}.$$

Le calcul du moment isostatique est donné par la formule suivante :

$$M = \frac{q \cdot l^2}{2} + p \cdot l \quad ; \quad V = q \cdot l + p$$

P (KN)	q_u (KN/ml)	q_s (KN/ml)	M_u (KN.ml)	M_s (KN.ml)	V_u (KN)
2,89	11,60	8,20	17,84	12,81	20,72

Tableau III.2: Chargement et sollicitations sur le balcon.

III.2.3. Ferrailage:

Le balcon étant exposé aux différentes intempéries donc la fissuration considérée comme préjudiciable.

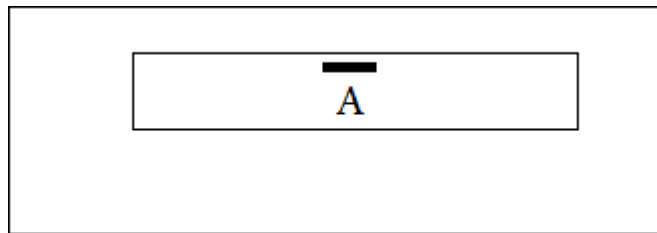


Figure III.4: Position des armatures structurelles du balcon.

E L U:

$$\mu_{bu} = \frac{M_{AU}}{bd^2 f_{bu}} = 0,055$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = 1,39 \Rightarrow \mu_{lu} = 0,392$$

$$\mu_{bu} = 0,055 < \mu_{lu} = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha_u = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \mu_{bu}}\right) = 0,071 \Rightarrow Au = \frac{0,8 \cdot \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}}{f_e / \gamma_s}$$

$$\Rightarrow Au = \frac{0,8 \times 0,078 \times 100 \times 13,5 \times 14,2}{400 / 1,15} = 2,78 \text{ cm}$$

On adopte : $A_s = 5HA 10/ml = 3,93 \text{ cm}^2/ml$.

Soit: $St = 20 \text{ cm}$.

E.L.S:

Pour la fissuration est considérée comme préjudiciable :

- **Position de l'axe neutre :**

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A)y_{ser} - 15(A'c + Ad) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15Ay_{ser} - 15Ad = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 15(3,93)y_{ser} - 15(3,93 \times 12) = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 58,95 y_{ser} - 707,4 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 380,73.$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$y_{ser} = 3,22 \text{ cm.}$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit:

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 5657,24 \text{ cm}^4.$$

III.2.4. Vérification des contraintes:

- Contraintes maximale de compression du béton:

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = 4,84 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 4,84 < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

- Contraintes maximale de traction des aciers :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times F_e E, 110 \sqrt{nf_{tj}}\right] = 201,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 197,88 \text{ MPa} < 201,66 \text{ MPa}$$

III.2.5. Vérification au cisaillement:

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2.50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau = \frac{Vu}{b \cdot d}$$

$$V_u = q_u L + p_u = 16,65 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{16,65 \times 10^3}{1000 \times 12} = 0,139 \text{ MPa} < \tau_{u \text{ lim}} = 2.50 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

III.2.6. Vérification de la flèche:

D'après l'R.D.M la flèche est calculée par la relation :

$$f = \frac{q l^4}{8 E I} + \frac{P l^3}{3 E I}$$

Avec :

– E : module déformation déferée $E_{iv} = 1.08 \times 10^4 \text{ MPa}$.

– I : moment d'inertie ; $I = 5657,88 \text{ cm}^4$.

Donc : $f = 0,006$

Flèche admissible :

$$f_{ad} = \frac{L}{250} = \frac{145}{250} = 0.58 \text{ cm} \implies f \leq f_{ad} \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.2.7. Schéma de ferrailage :

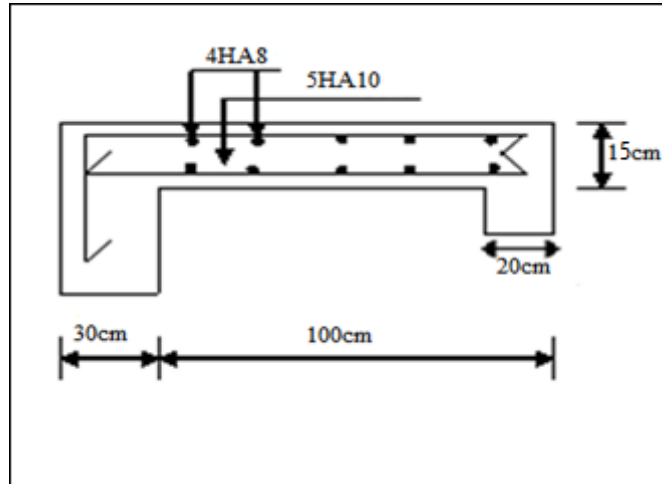


Figure III.5 : Schéma de ferrailage de balcon.

III.3. Les planchers

III.3.1. Introduction :

Les planchers sont des aires planes supportant les étages et supportant les revêtements de sol. Ils sont constitués de corps creux et de poutrelles assemblées à l'hourdis, généralement ce type de planchers est utilisé dans les bâtiments d'habitation.

Deux fonctions principales leur sont dévolues :

- **Fonction résistance** : les planchers supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation.
- **Fonction d'isolation** : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

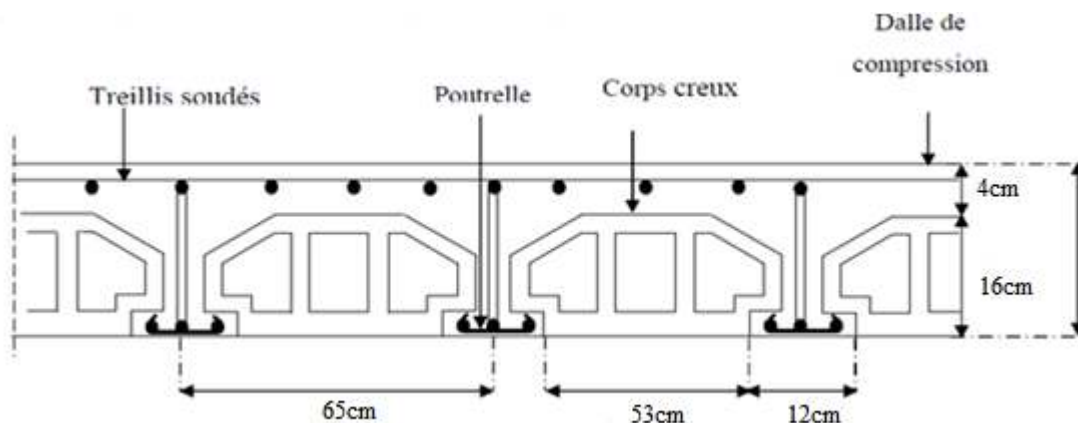


Figure III.6 : Plancher a corps creux.

Avec :

L_C : Longueur de corps creux.

b_0 : Largeur de nervure. $b_0 = (8 \text{ à } 14) \text{ cm}$, on prend généralement $b_0 = 12 \text{ cm}$

$$b = b_0 + L_C = 12 + 53 = 65 \text{ cm}$$

-La distance entre nervures est imposée par le corps creux utilisé.

-Les dimensions courantes des planchers corps creux- béton sont $16 + 4 = 265 \text{ Kg} / \text{m}^2$.

III.3.2.Méthode de calcul :

Les planchers à corps creux sont toujours supposés à surcharges modérées, le principe de calcul reste le même à celui des poutres car le corps creux n'intervient pas dans la résistance de l'ouvrage.

III.3.2.1. Méthode forfaitaire :

III.3.2.1.1 Conditions d'application :

Les planchers supportent des charges d'exploitation modérées

1- la charge d'exploitation est $Q \leq \max\{2G; 5000 \text{ KN} / \text{m}^2\}$;

2- la fissuration est considérée comme non préjudiciable ;

3- les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité ;

4- les portées successives sont dans rapport compris entre 0,8 et 1,25 Quand les conditions ne vérifiées pas.

On se place dans le cas où les portées successives sont en dehors de rapport compris entre 0,8 et 1,25.

Une des hypothèses n'est pas vérifiée donc la méthode « forfaitaire » n'est pas applicable dans notre cas. Alors on peut utiliser la méthode de « CAQUOT ».

III.3.2.2.la méthode de CAQUOT

Elle s'applique essentiellement aux planchers des constructions industrielles et également à des planchers à charge d'exploitation modérée.

III.3.2.2.1.Principe de la méthode :

Cette méthode, due à « Albert Caquot », repose sur la méthode des trois moments, qu'elle simplifie et corrige pour tenir compte :

- De la variation du moment d'inertie efficace des sections transversales le long de la ligne moyenne, ce qui a pour effet de réduire les moments sur appuis et d'accroître les moments en travée.

- De l'amortissement des effets du chargement des travées successives, qui est plus important que l'amortissement prévu par la continuité théorique, ce qui permet de limiter le nombre des travées recevant les charges d'exploitation.

III.3.2.2.2. Conditions d'application :

Soit l'appui « i » d'une poutre continue, entourer par les deux travées Ou est (w) et Est (e) de longueurs respectives L_w et L_e

- La charge répartie uniforme q_w et q_e .
- Des charges concentrées P_w et P_e appliquées à des distances a_w et a_e de l'appui.
- Les longueurs réduite de chaque travée L' .

$L' = L$: Pour une travée de rive ;

$L' = 0,8.L$: Pour une travée intermédiaire.

- Pour chaque force concentrée : $x = \frac{a}{L'}$ et $K = \frac{x(x-1)(x-2)}{2,125}$

- Les moments :

$$M_q = \frac{q_w \cdot L_w^3 + q_e \cdot L_e^3}{8,5(L'_w + L'_e)} : \text{due aux charges réparties sur les deux travées ;}$$

$$M_{P_w} = \sum \frac{K_w \cdot P_w \cdot L_w^3}{L'_w + L'_e} : \text{due aux charges concentrées de la travée « w » ;}$$

$$M_{P_e} = \sum \frac{K_e \cdot P_e \cdot L_e^3}{L'_w + L'_e} : \text{due aux charges concentrées de la travée « e ».}$$

- La valeur du moment sur appui qui sera utilisée dans suit de calcul, est égale à la valeur obtenue affectée du signe (-).
- Les efforts tranchants d'appuis V_w sur l'appui gauche et V_e sur l'appui droit sont calculés par Les formules :

$$\begin{cases} V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{qL}{2} \\ V_e = V_w + q.L \end{cases}$$

- Moment de flexion maximal en travée :

Le moment est maximal au point d'effort tranchant nul dont on nomme « x_0 » l'abscisse à

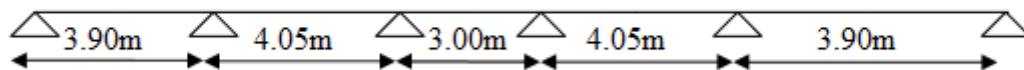
$$\text{partir de L'appui gauche (w) : } x_0 = -\frac{V_w}{q}$$

- Moment maximal : $M_t = M_w - V_w \times x_0 - \frac{q \cdot x_0^2}{2}$

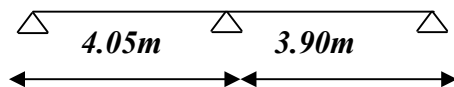
III.3.3. Les types des nervures :

On a 2 types des nervures :

-nervure type 1 : (méthode de Caquot)



-nervure type 2 : (forfaitaire)



Les charges permanentes G et les surcharges d'exploitation Q sont regroupées dans le tableau ci-après :

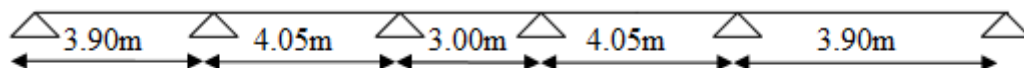
Plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	$q_u=0.65$ ($1.35G+1.5Q$)	$q_s=0.65$ ($G+Q$)
Terrasse	6,29	1,00	6,49	4,74
E. courant	5,51	1,50	6,30	4,56

Tableau III.3 : Chargement sur les planchers.

III.3.4. Calcul des planchers

III.3.4.1. Plancher Terrasse:

- Nervure type 1 : (méthode de Caquot)



$$G=6,29 \text{ KN/m}$$

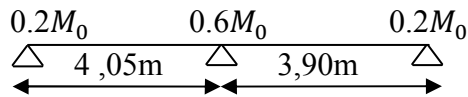
$$Q=1 \text{ KN/m}$$

III.3.4.1.1. Evaluation des charges :

$$G = 6,29 \times 0,65 \Rightarrow G = 4,08 \text{ KN/ml} ;$$

$$Q = 1 \times 0,65 \Rightarrow Q = 0,65 \text{ KN/ml} .$$

- **-nervure type 2 :(forfaitaire)**



Le rapport : $0,80 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \Rightarrow \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{4,05}{3,9} = 1,03$

Cette condition est vérifiée donc on utilise la méthode forfaitaire.

- **Calcul de α :**

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{0,65}{0,65+4,08} = 0,14$$

ELU :

- **Le moment isostatique de la 1^{er} travée :**

- $L = 4.05 \text{ m}$

- $M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{6.49 \times 4.05^2}{8} = 13.30 \text{ KN.m}$

- $L = 3.90 \text{ m}$

- $M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{6.49 \times 3.90^2}{8} = 12.33 \text{ KN.m}$

-le moment sur l'appui

Moment de gauche :

$$M_{wl} = 0,2 \times M_0$$

$$M_{wl} = 0,2 \times 13,30$$

$$M_{wl} = -2,66 \text{ KN.m (appui de rive)}$$

Moment de droite

$$M_{el} = 0,6 \times M_0$$

$$M_{el} = 0,6 \times 12,33$$

$$M_{el} = -7,39 \text{ KN.m}$$

- **Le Moment M_t sur la travée 1:**

Les valeurs de M_t , M_w et M_e doivent vérifier les conditions :

$$\begin{cases} 1- M_t \geq \max \{ 1.05M_0, (1+0.3\alpha)M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2} \\ 2- M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ (dans une travée de rive)} \end{cases}$$

Alors :

$$-M_{12} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 8,71 \text{ KN.m}$$

$$M_{123} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 = 6,35 \text{ KN.m (dans une travée de rive)}$$

-

$$\text{Travée 1 : } M_w = 2.66 \quad M_w = -7.39 \quad M_t = 8.71 \quad L_1 = 4.05$$

$$T_e = \frac{-6.49 \times 4.05}{2} + \frac{2.66 + 7.39}{4.05} = 10.65$$

$$T_w = \frac{6.49 \times 4.05}{2} + \frac{-2.66 + 7.39}{4.05} = 14.30$$

$$\text{Travée 2.2 } M_w = 7.39 \quad M_e = -2.45 \quad M_t = -6.35 \quad L = 3,9$$

$$T_e = \frac{+6.49 \times 3.90}{2} + \frac{-7.39 - 2.46}{3.90} = 10.12$$

$$T_w = \frac{6.49 \times 3.90}{2} + \frac{-7.39 + 2.46}{3.90} = 11.38$$

Travée	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_T (KN.m)	L (m)	T_e (KN)	T_w (KN)
1-2	13,30	-2,66	-7,39	8,71	4,05	-10,65	14,30
2-3	12,33	-7,39	-2,46	6,35	3,90	-10,12	11,38

Tableau III.8 : Les valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.

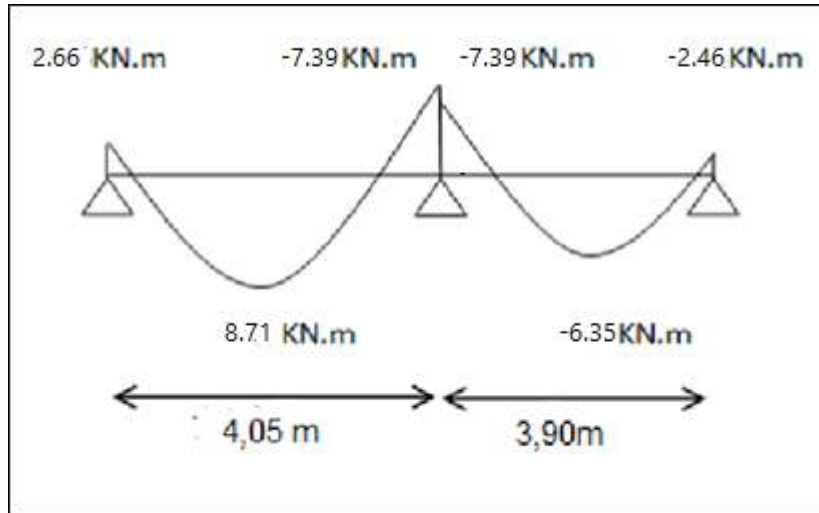


Figure III.9 : Diagramme de moments à l'ELU de nervure type plancher terrasse.

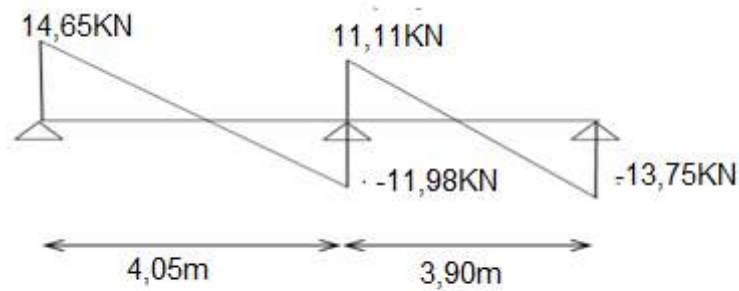


Figure III.10 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU de nervure type 3 plancher terrasse.

ELS :

- Le moment isostatique de la 1^{er} travée :
- $L = 4.05 \text{ m}$
- $M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{4,74 \times 4,05^2}{8} = 9,71 \text{ KN.m}$
- $L = 3.90 \text{ m}$
- $M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{4,74 \times 3,90^2}{8} = 9,01 \text{ KN.m}$

-le moment sur l'appui

Moment de gauche :

$$M_{wl} = 0,2 \times M_0$$

$$M_{wl} = 0,2 \times 9,71$$

$$M_{wl} = -1,99 \text{ KN.m (appui de rive)}$$

Moment de droite

$$M_{e1} = 0,6 \times M_0$$

$$M_{e1} = 0,6 \times 9,01$$

$$M_{e1} = -5,97 \text{ KN.m}$$

• **Le Moment M_t sur la travée 1:**

Les valeurs de M_t , M_w et M_e doivent vérifier les conditions :

$$\begin{cases} 1- M_t \geq \max \{ 1.05M_0, (1+0.3\alpha)M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2} \\ 2- M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ (dans une travée de rive)} \end{cases}$$

Alors :

$$-M_{t12} \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 = 6,18 \text{ KN.ml}$$

$$M_{t23} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 = 5,31 \text{ KN.ml (dans une travée de rive)}$$

• **Effort tranchant:**

- travée 1: $M_w = -1,99 \text{ KNm}$, $M_e = -5,97 \text{ KNm}$, $M_{t1} = 6,18 \text{ KNm}$, $l_1 = 4,10 \text{ m}$

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{1} = -\frac{4,73 \times 4,10}{2} + \frac{-1,99 + 5,97}{4,10} = -8,74 \text{ KN}$$

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{1} = \frac{4,73 \times 4,10}{2} + \frac{-1,99 + 5,97}{4,10} = 10,69 \text{ KN}$$

- travée 2: $M_w = -5,13 \text{ KNm}$, $M_e = -1,71 \text{ KNm}$, $M_{t2} = 5,31 \text{ KNm}$, $l_2 = 3,80 \text{ m}$

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{1} = -\frac{4,73 \times 3,80}{2} + \frac{-5,13 + 1,71}{3,80} = -9,90 \text{ KN}$$

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{1} = \frac{4,73 \times 3,80}{2} + \frac{-5,13 + 1,71}{3,80} = 8,10 \text{ KN}$$

Travée	M_0 (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	M_t (KN.m)	L (m)	T_e (KN)	T_w (KN)
1-2	13.3	-1,99	-5,97	6,18	4.05	-8,74	10,69
2-3	12.33	-5,13	-1,71	5,31	3.80	-9,90	8,10

Tableau III.9 : Les valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS

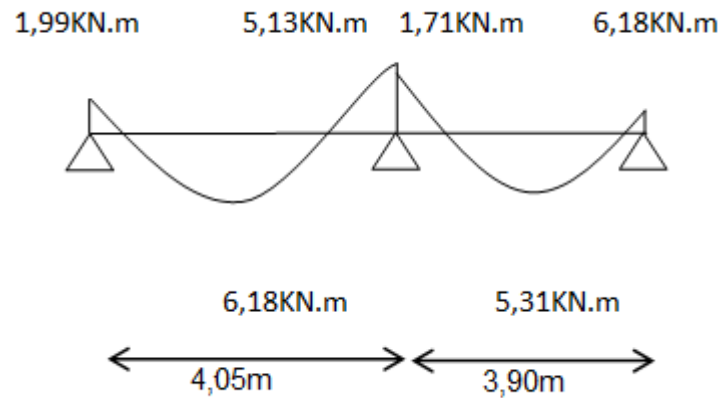


Figure III.11 : Diagramme de moments à l'ELS de nervure type 2 plancher terrasse.

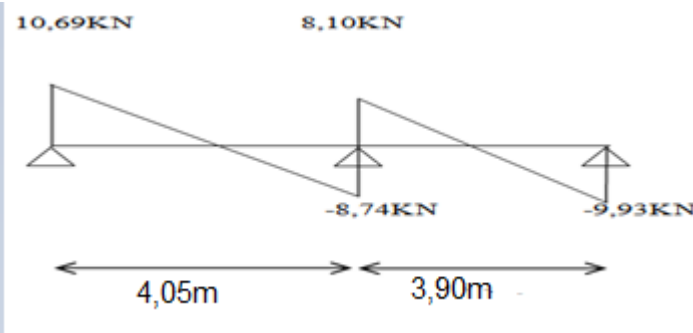


Figure III.12 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS de nervure type 2 plancher

III.3.4.1.4. Les valeurs max :

/	$M_{t(max)}$	$M_{a(max)}$	$T_{(max)}$
ELU	11,18	8,25	15,87
ELS	8,15	6,05	11,59

Tableau III.10 : les valeurs max.

III.3.4.1.5. Calcul de ferrailage :

- En travée:

Calcul du moment ultime dans la table

$$M_{tu} = bh_0(d - h_0/2)f_{bu}$$

$$M_{tu} = 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,04/2) \times 14,17 \times 10^3$$

$$M_{tu} = 25,79 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} > M_{tmax} = 11,18 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre se trouve à l'intérieur de la table de compression, donc on applique l'organigramme de calcul de section rectangulaire de largeur b .

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = 0,037$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 15} \Rightarrow \mu_{lu} = 0,392$$

$0,037 < 0,392 \Rightarrow$ (Pas d'armature comprimé). $\Rightarrow (A' = 0)$;

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,047$$

$$\frac{0,8 \cdot \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = 1,80 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 1,80 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_u = 2 \text{ HA } 12 = 2,26 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc: } A_u = \max \{A_{\min}, A_u\} = 1,80 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_u = 2 \text{ HA } 10 = 2,26 \text{ cm}^2$.

- **En appui:**

D'après le diagramme de ferrailage on a :

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = 0,149$$

$$\mu_{lu} = 0,392$$

$\mu_{bu} = 0,149 < \mu_{lu} = 0,392 \Rightarrow$ (Pas d'armature comprimé). $\Rightarrow (A' = 0)$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,202$$

$$A_s = \frac{0,8 \cdot \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = \frac{0,8 \times 0,270 \times 12 \times 18 \times 14,17}{400 / 1,15} = 1,42 \text{ cm}^2$$

On adopte : $2 \text{ HA } 10 = 1,57 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26 \text{ cm}^2$$

Donc:

$$A_u = \max \{A_{\min}, A_u\} = 1,42 \text{ cm}^2$$

La section d'acier adoptée est : $A_u = 2 \text{ HA } 10 = 1,57$

III.3.4.1.6. Vérifications a E L S:

- Contrainte admissible de béton comprimé $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$
- Contrainte admissible d'acier tendu $\bar{\sigma}_s = 347.82MPa$
- Contrainte tangentielle admissible $\bar{\tau} = 3.33MPa$

En Travée:

- **Position de l'axe neutre** ($A' = 0$)

$$\frac{b}{2}y_{ser}^2 + 15(A' + A)y_{ser} - 15(A' \times c + A \times d) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2}y_{ser}^2 + 15Ay_{ser} - 15Ad = 0$$

$$32.5 y_{ser}^2 + 15(2,26)y_{ser} - 15(2,26 \times 18) = 0$$

$$32,5 y_{ser}^2 + 33,9 y_{ser} - 610,2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 283,68$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$Y_{ser} = 3,84 \text{ cm}$$

- **Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :**

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 8023,97 \text{ cm}^4$$

- **Contraintes maximale de compression de béton:** $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = 3,69 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 3,69 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

- **Contraintes maximale de traction des aciers:** $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_{ser}}{I} \cdot (d - y_1) = 204,09 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s = 204,09 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 347.82 \text{ MPa} \dots \text{cv}$$

- **Justification vis-à-vis de sollicitation tangente (E.L.U):**

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \text{ [MPa]}$$

Avec :

- V_u : effort tranchant à l'état limite ultime [N] ;
- b_0 : largeur de l'âme [mm] ;
- d : hauteur utile de la poutre [mm] ;

La contrainte τ_u doit être en plus égale à la plus pas des deux valeurs : $\left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} \text{ et } 5 \text{ MPa} \right\}$

- Calcul de l'effort tranchant : $V_u = 15,87 KN$

Donc : $\tau_u = 0,135MPa < \bar{\tau}_u = 3,33 MPa \dots\dots\dots cv$

Sur appui:

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

- **Position de l'axe neutre** ($A' = 0$)

$$\frac{b}{2}y_{ser}^2 + 15(A' + A)y_{ser} - 15(A' \times c + A \times d) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2}y_{ser}^2 + 15Ay_{ser} - 15Ad = 0$$

$$32,5 y_{ser}^2 + 15(1,57)Y_{ser} - 15(1,57 \times 18) = 0$$

$$32,5 y_{ser}^2 + 23,55y_{ser} - 423,9 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 235,92$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$Y_{ser} = 3,26 cm$$

- **Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :**

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 5867,31cm^4$$

- **Contraintes maximale de compression de béton:** $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = 3,36MPa \Rightarrow \sigma_{bc} = 3,36MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots\dots\dots cv$$

- **Contraintes maximale de traction des aciers:** $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_{ser}}{I} \cdot (d - y_1) = 227,98MPa \Rightarrow \sigma_s = 227,98MPa \leq \bar{\sigma}_s = 347.82 MPa \dots cv$$

III.3.4.1.7. Vérification de la flèche:

Les règles C.B.A 93 stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres remplissant les conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} ; \Rightarrow \frac{20}{475} = 0,042 \leq 0,062 \dots\dots\dots cv.$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} ; \Rightarrow \frac{20}{475} = 0,042 \leq \frac{11,18}{10 \times 18,27} = 0,061 \dots\dots\dots cv.$

- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{F_e} ; \Rightarrow \frac{2,26}{65 \times 18} \leq \frac{4.2}{400} \dots\dots\dots cv.$

Diamètre des armatures d'âme (B.A.E.L 91 A.7.2.2) :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \{ 0,57, 1,2, 1,4 \} \Rightarrow \phi_t \leq 0,57cm$$

On choisit : $\phi_t = 6 mm$

- Espacement des cours de cadres (B.A.E.L 91 A.5.2) :

$$S_t \leq \min \{ 0.9 d , 40 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 16.2 , 40 \text{ cm} \}$$

Donc: $S_t < 16,2 \text{ cm}$

On choisit: $S_t = 15 \text{ cm}$

III.3.4.1.8. Schéma de ferrailage :

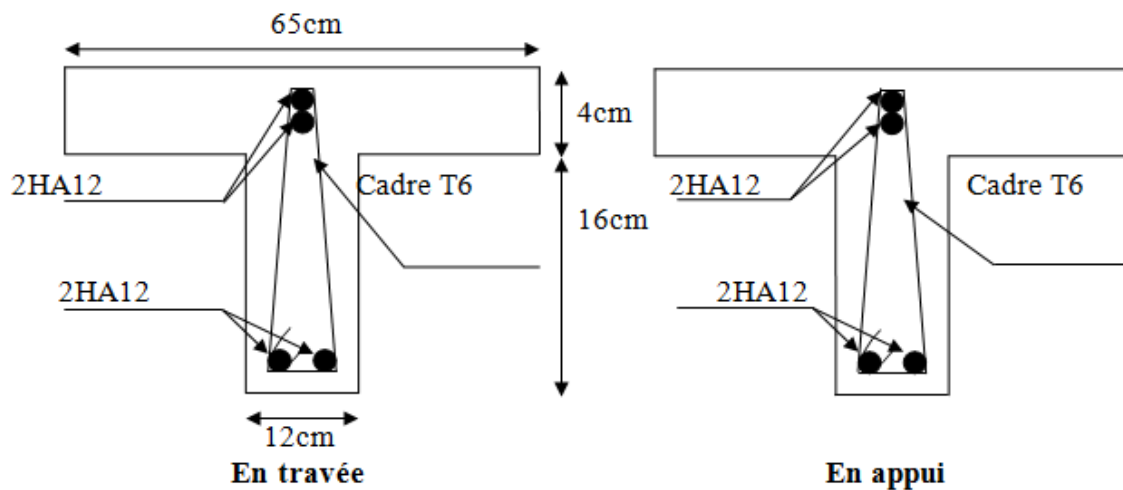
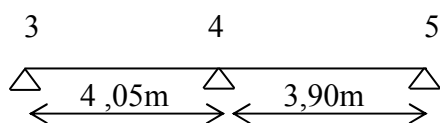


Figure III.13 : Schéma de ferrailage des nervures de plancher terrasse.

III.3.4.2. Planchers étages courants :

-nervure type 2 : (méthode forfaitaire)



ELU :

Les résultats obtenues :

Travée	M ₀ (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _T (KN.m)	L (m)	T _e (KN)	T _w (KN)
1-2	17,76	-3,55	-10,66	11,23	4,05	-13,46	16,45
2-3	15,59	-9,35	-3,12	9,85	3,90	-15,41	12,16

Tableau III.17 : Les valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELU.

ELS :

Les résultats obtenues :

Travée	M ₀ (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	M _T (KN.m)	L (m)	T _e (KN)	T _w (KN)
1-2	12,85	-2,57	-7,71	8,12	4,05	-9,74	11,90
2-3	11,28	-6,77	-2,26	7,13	3,9	-11,15	9,12

Tableau III.18 : Les valeurs des moments en travées et efforts tranchants à l'ELS.

Les valeurs max sont présenter dans le tableau suivant :

/	M _{t(max)} kN.m	M _{a(max)} kN.m	T _(max) kN.m
ELU	11,23	10,66	16,45
ELS	8,12	7,71	11,90

Tableau III.19 : les valeurs max.

III.3.4.2.5. Calcul de ferrailage :

- En travée:

Calcul du moment ultime dans la table

$$M_{tu} = bh_0(d - h_0/2)f_{bu}$$

$$M_{tu} = 0,65 \times 0,04 \times (0,18 - 0,04/2) \times 14,17 \times 10^3$$

$$M_{tu} = 25,79 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} > M_{tmax} = 11,23 \text{ KN.m}$$

L'axe neutre se trouve à l'intérieur de la table de compression, donc on applique l'organigramme de calcul de section rectangulaire de largeur b.

$$\mu = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = 0,038$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 15}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,38 \Rightarrow \mu_{tu} = 0,392$$

$$0,037 < 0,392 \Rightarrow (\text{Pas d'armature comprimé}). \Rightarrow (A' = 0) \quad ; \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,047$$

$$\frac{0.8 \cdot \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = 1,80 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 1,80 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_u = 2 \text{ HA } 12 = 2,26 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc: } A_u = \max \{A_{\min}, A_u\} = 1,80 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_u = 2 \text{ HA } 12 = 2,26 \text{ cm}^2$.

- **En appui:**

Les moments de calcul :

$$\text{E.L.U : } M_a = 10,66 \text{ KN.m}$$

$$\text{E.L.S : } M_a = 7,71 \text{ KN.m}$$

D'après le diagramme de ferrailage on a :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = 0,193$$

$$\mu_{lu} = 0,392$$

$$\mu_{bu} = 0,193 < \mu_{lu} = 0,392 \Rightarrow (\text{Pas d'armature comprimé}). \Rightarrow (A' = 0)$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,270$$

$$A_s = \frac{0.8 \cdot \alpha_u \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}}{f_e / \gamma_s} = \frac{0,8 \times 0,270 \times 12 \times 18 \times 14,17}{400 / 1,15} = 1,90 \text{ cm}^2$$

On adopte : $2 \text{ HA } 12 = 2,26 \text{ cm}^2$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26 \text{ cm}^2$$

Donc:

$$A_u = \max \{A_{\min}, A_u\} = 1,90 \text{ cm}^2$$

La section d'acier adoptée est : $A_u = 2 \text{ HA } 12 = 2,26$

III.3.4.2.6. Vérifications a E L S:

- Contrainte admissible de béton comprimé $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- Contrainte admissible d'acier tendu $\bar{\sigma}_s = 347.82 \text{ MPa}$
- Contrainte tangentielle admissible $\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa}$

En Travée:

• **Position de l'axe neutre ($A' = 0$)**

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A)y_{ser} - 15(A' \times c + A \times d) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15A y_{ser} - 15Ad = 0$$

$$32,5 y_{ser}^2 + 15(2,26)y_{ser} - 15(2,26 \times 18) = 0$$

$$32,5 y_{ser}^2 + 33,9 y_{ser} - 610,2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 283,68$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$Y_{ser} = 3,84 \text{ cm}$$

• **Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit :**

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 8023,97 \text{ cm}^4$$

• **Contraintes maximale de compression de béton: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = 3,69 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 3,69 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

• **Contraintes maximale de traction des aciers: $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$**

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_{ser}}{I} \cdot (d - y_1) = 204,09 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_s = 204,09 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 347,82 \text{ MPa} \dots \text{cv}$$

• **Justification vis-à-vis de sollicitation tangente (E.L.U):**

Les justifications de l'âme d'une poutre sont conduites à partir de la contrainte tangente τ_u prise conventionnellement égale à :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \text{ [MPa]}$$

Avec :

- V_u : effort tranchant à l'état limite ultime [N] ;
- b_0 : largeur de l'âme [mm] ;
- d : hauteur utile de la poutre [mm] ;

La contrainte τ_u doit être en plus égale à la plus pas des deux valeurs : $\left\{ \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} \text{ et } 5 \text{ MPa} \right\}$

• **Calcul de l'effort tranchant : $V_u = 16,45 \text{ KN}$**

$$\text{Donc : } \tau_u = 0,140 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

Sur appui:

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

- **Position de l'axe neutre ($A' = 0$)**

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A)y_{ser} - 15(A' \times c + A \times d) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15A y_{ser} - 15Ad = 0$$

$$6 y_{ser}^2 + 15(2,26)y_{ser} - 15(2,26 \times 18) = 0$$

$$6 y_{ser}^2 + 33,9 y_{ser} - 610,2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 125,67.$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$Y_{ser} = 7,65 \text{ cm}$$

- **Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit**

$$I = \frac{b y_1^3}{3} + 15 \left[A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2 \right] \Rightarrow I = 5422,24 \text{ cm}^4$$

- **Contraintes maximale de compression de béton $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \cdot y_1 = 10,87 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 10,87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

- **Contraintes maximale de traction des aciers $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$**

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M_{ser}}{I} \cdot (d - y_1) \Rightarrow \sigma_s = 220,75 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 347,82 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

III.3.4.2.7. Vérification de la flèche:

Les règles C.B.A 93 stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les poutres remplissant les conditions suivantes :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$; $\Rightarrow \frac{20}{475} = 0,042 \leq 0,062 \dots\dots\dots \text{cv}$.
- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$; $\Rightarrow \frac{20}{475} = 0,042 \leq \frac{11,23}{10 \times 17,76} = 0,063 \dots\dots\dots \text{cv}$.
- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{F_e}$; $\Rightarrow \frac{2,26}{65 \times 18} \leq \frac{4.2}{400} \dots\dots\dots \text{cv}$.

Diamètre des armatures d'âme (B.A.E.L 91 A.7.2.2) :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \{ 0,57, 1,2, 1,4 \} \Rightarrow \phi_t \leq 0,57 \text{ cm}$$

On choisit : $\phi_t = 6 \text{ mm}$

- **Espacement des cours de cadres (B.A.E.L 91 A.5.2) :**

$$S_t \leq \min \{ 0,9 d, 40 \text{ cm} \} \Rightarrow S_t \leq \min \{ 16,2, 40 \text{ cm} \}$$

Donc : $S_t < 16,2 \text{ cm}$

On choisit : $S_t = 15 \text{ cm}$

III.3.4.2.8. Schéma de ferrailage :

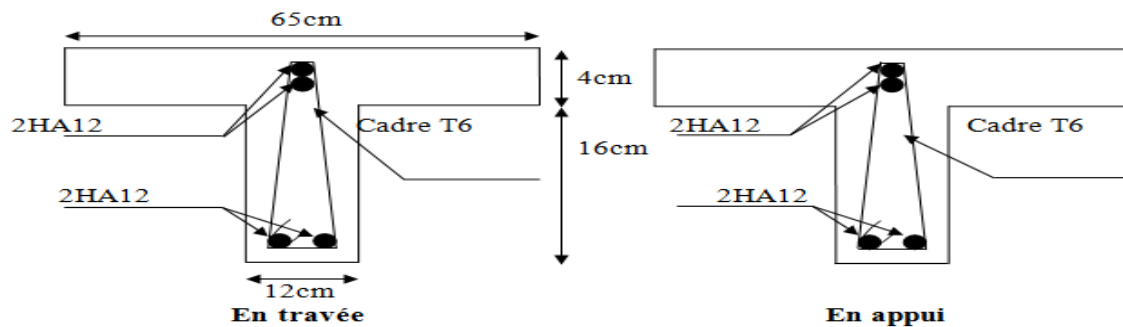


Figure III.20 : Schéma de ferrailage des nervures plancher étage.

III.4. Les escaliers:

III.4.1. Introduction :

L'escalier est une suite régulière de plans horizontaux permettant dépasser d'un niveau à un autre d'une construction, on appelle marche la partie horizontale des gradins constituant l'escalier et contre marche la partie verticale de ces gradins.

Le calcul se fait sur une section rectangulaire (paillasse);

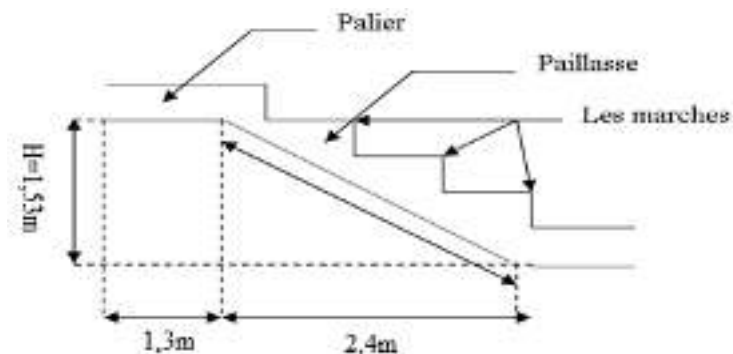


Figure III.21 : Schéma d'escalier.

III.4.2. Calcul des escaliers d'étages + RDC :

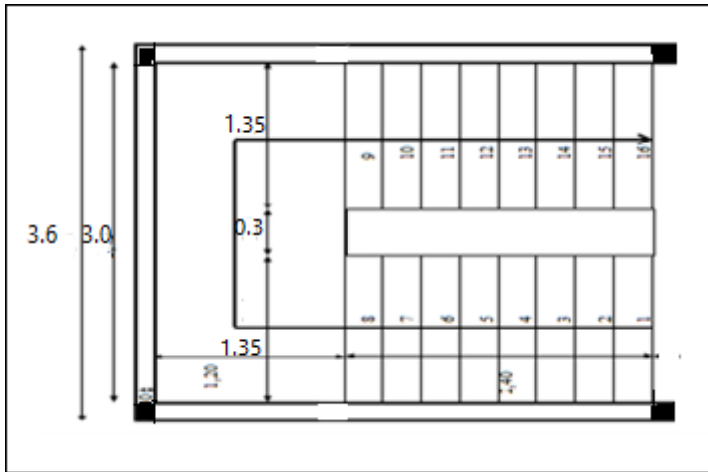


Figure III.22 : Vue en plan d'escalier.

• Le schéma statique :

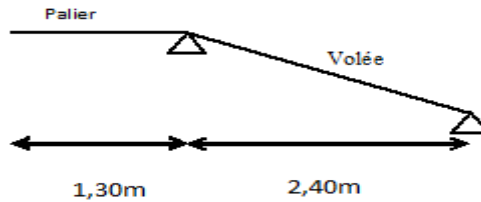


Figure III.23 : Schéma statique des escaliers.

• Les dimensions de la section :

- $h = 15 \text{ cm}$;
- $b = 100 \text{ cm}$;
- $c = 2 \text{ cm}$;
- $d = 13 \text{ cm}$.

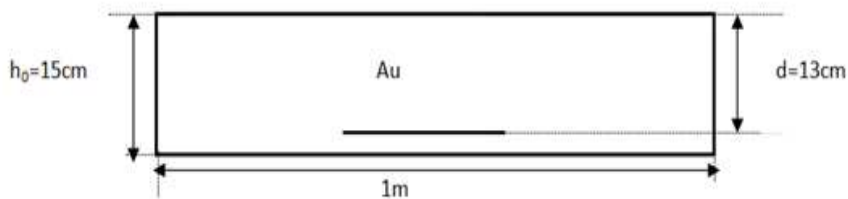


Figure III.24 : Position des armatures structurales du palier.

III.4.3. Calcul des sollicitations:

	$G \text{ (KN/ml)}$	$Q \text{ (KN/ml)}$	$q_u = 1,35G + 1,5Q$	$q_s = G + Q$
Paillasse	7,14	2,50	13,39	9,64
Palier	4,97	2,50	10,46	7,47

Tableau III.20 : Chargements sur l'escalier.

ELU :

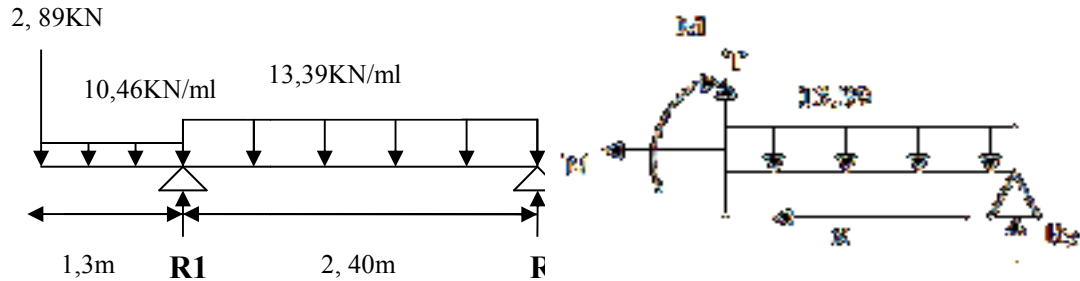


Figure III.25 : Chargement des escaliers à l'ELU.

- les réactions d'appuis :

$$R_1 + R_2 = (13,39 \times 2,40) + (10,46 \times 1,30) + 2,89 = 48,62 \text{ KN/ml}$$

$$\sum M_{/2} = 0 \rightarrow R_1 \times 2,40 + 13,39 \times (2,40)^2 / 2 + 10,46 \times 1,30 \times (2,40 + 0,65) + 2,89 \times 3,70 = 0$$

$$R_1 = 37,80 \text{ KN.}$$

$$R_2 = 10,82 \text{ KN.}$$

- Les efforts internes :

Coupe 1-1 : $0 \leq X \leq 2,4 \text{ m}$

Les efforts tranchant :

$$\sum F_v = 0 \Leftrightarrow T + R_2 - 13,39x = 0$$

$$T(x) = 13,39x - 10,82$$

$$T(0) = -R_2 = -10,82 \text{ KN}$$

$$T(2,4) = 21,32 \text{ KN}$$

Le moment :

$$\sum M_{/G} = 0 \Leftrightarrow -M - 13,39 \frac{x^2}{2} + R_2 x = 0$$

$$M(x) = -13,39 \frac{x^2}{2} + 10,82x$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(2,4) = -12,59 \text{ KN.m}$$

$$M(x)_{\max} \Leftrightarrow T(x) = 0$$

$$x = \frac{10,82}{13,39} = 0,81 \text{ m}$$

Donc : $M(0,81) = 4,37 \text{KN.m}$

Coupe 2-2 : $0 \leq X \leq 1,3 \text{m}$

Les efforts tranchant :

$$\sum F_V = 0 \Leftrightarrow -2,89 - 10,46x - T(x) = 0$$

$$T(x) = -10,46x - 2,89$$

$$T(0) = -2,89 \text{KN}$$

$$T(1,3) = -16,48 \text{KN}$$

Le moment :

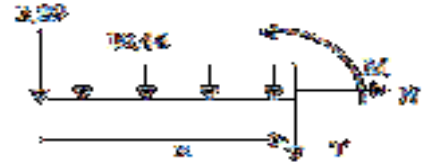
$$\sum M / G = 0 \Leftrightarrow 2,89x + 10,46 \frac{x^2}{2} + M(x) = 0$$

$$M(x) = -10,46 \frac{x^2}{2} - 2,89x$$

$$M(0) = 0 \text{KN.m}$$

$$M(2,4) = -12,59 \text{KN.m}$$

Donc : $M(0,765) = 2,82 \text{KN.m}$



- **Diagramme :**

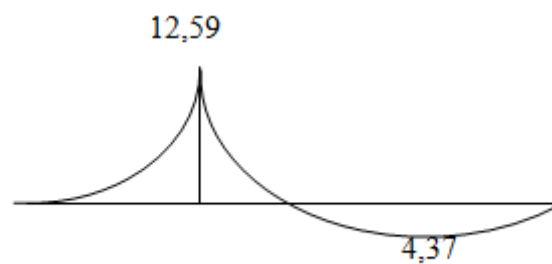


Figure III.26 : Diagramme du moment fléchissant a l'ELU.

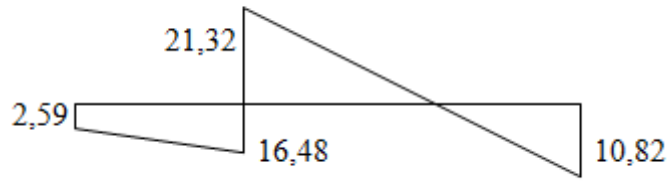


Figure III.27 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

L'ELS :

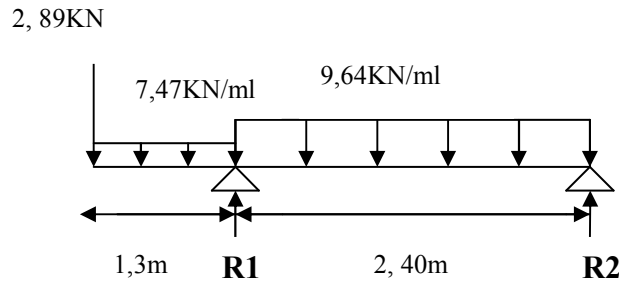


Figure III.28 : Chargement des escaliers à l'ELS.

• Les réactions d'appuis :

$$R_1 + R_2 = (9,64 \times 2,40) + (7,47 \times 1,30) + 2,89 = 35,737 \text{ KN/ml}$$

$$\sum M_{/2} = 0 \rightarrow -R_1 \times 2,40 + 9,64 \times (2,40)^2 / 2 + 7,47 \times 1,30 \times (2,40 + 0,65) + 2,89 \times 3,70 = 0$$

$$R_1 = 28,36 \text{ KN.}$$

$$R_2 = 7,377 \text{ KN.}$$

• Les efforts internes :

Coupe 1-1 : $0 \leq X \leq 2,4 \text{ m}$

Les efforts tranchant :

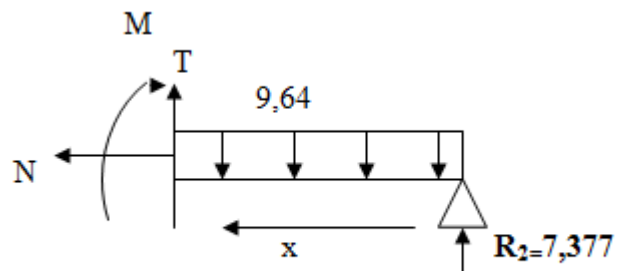
$$\sum F_V = 0 \Leftrightarrow T + R_2 - 9,64x = 0$$

$$T(x) = 9,64x - 7,377$$

$$T(0) = -R_2 = -7,377 \text{ KN}$$

$$T(2,4) = 15,76 \text{ KN}$$

Le moment :



$$\sum M / G = 0 \Leftrightarrow -M - 9,64 \frac{x^2}{2} + R_2 x = 0$$

$$M(x) = -9,64 \frac{x^2}{2} + 7,377x$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(2,4) = -10,06 \text{ KN.m}$$

$$M(x)_{\max} \Leftrightarrow T(x) = 0$$

$$x = \frac{7,377}{9,64} = 0,765 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M(0,765) = 2,82 \text{ KN.m}$$

Coupe 2-2 : $0 \leq X \leq 1,30 \text{ m}$

Les efforts tranchant :

$$\sum F_V = 0 \Leftrightarrow -2,89 - 7,47x - T(x) = 0$$

$$T(x) = -7,47x - 2,89$$

$$T(0) = -2,89 \text{ KN}$$

$$T(1,3) = -12,60 \text{ KN}$$

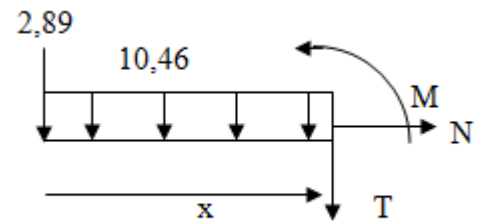
Le moment :

$$\sum M / G = 0 \Leftrightarrow 2,89x + 7,47 \frac{x^2}{2} + M(x) = 0$$

$$M(x) = -7,47 \frac{x^2}{2} - 2,89x$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(2,4) = -10,06 \text{ KN.m}$$



- **Diagramme :**

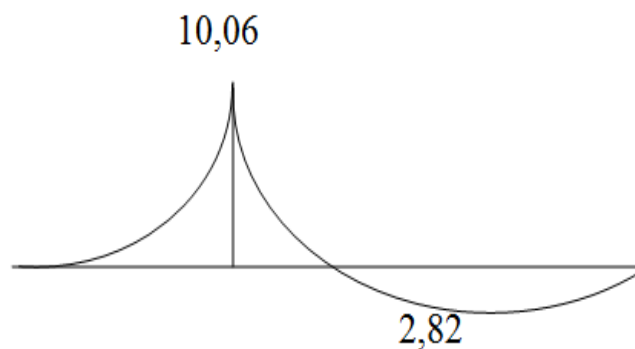


Figure III.29 : Diagramme du moment fléchissant a l'ELS.

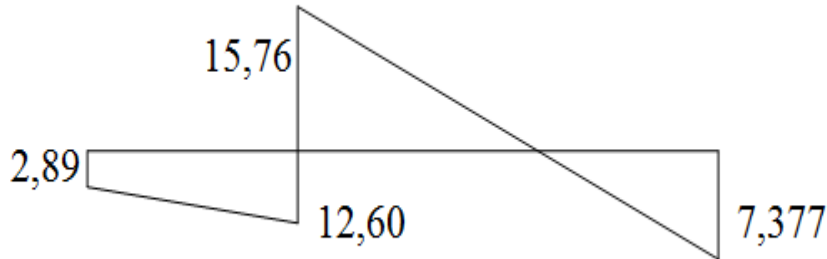


Figure III.30 : Diagramme des efforts tranchants a l'ELS.

Si on considère la volée comme une dalle Donc d'après leBAEL91, On admet les moment suivant :

- Moment sur appui : $M_a = 0.3 M_0$
- Moment en travée : $M_t = 0.85 M_0$

	M_{max} (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	T (KN.m)
E.L.U	12,59	10,70	3,77	21,32
E.L.S	10,06	8,55	3,02	15,76

Tableau III.21 : moments des escaliers aux états limitent.

III.4.3.1. Ferrailage à E.L.U :

Les armatures sont déterminées à L' E.L.U, Pour une bonde de **1m** de largeur sollicitée en flexion simple.

La section d'armateur obtenue par $A = \max (A_u, A_{min})$.

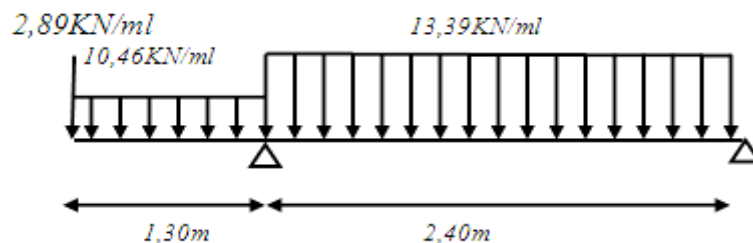


Figure III.31 : Schéma statique et chargement des escaliers.

III.4.3.1.1. Ferrailage en travée :

$$M_{tu} = 10,70 \text{ KN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{10,70 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14,17} = 0,045$$

$$0,045 < 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha_u = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,057$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 12,70 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{tu}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{10,70 \times 10^6}{127 \times 348} = 242,10 \text{ mm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = 2,42 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On adopte : } A = 3\text{HA}14 / \text{ml} = 4,62 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

***Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,62}{4} = 1,155 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{On adopte : } A = 3\text{HA}8 / \text{ml} = 1,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(45; 33) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

***Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad \mathbf{1,56 \text{ cm}^2 / \text{ml}}$$

$$A_{min} = 1.56 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s \geq A_{s \min} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

III.4.3.1.2. Ferrailage sur appuis :

$$M_{a.u} = 3,77 \text{ kN.m}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3,77 \times 10^6}{1000 \times (130)^2 \times 14,17} = 0,016$$

$$0,016 < 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,016}) = 0,020$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 12,90 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{3,77 \times 10^6}{129 \times 348} = 83,98 \text{ mm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s = 0,83 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte: $A = 3HA10/\text{ml} = 2,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Soit: $S_t = 20 \text{ cm}$

Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(45 ; 33) = 33 \text{ cm} \dots \text{cv}$$

***Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,36}{4} = 0,59 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

On adopte: $A_r = 3HA8/\text{ml} = 1,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

Soit: $S_t = 20 \text{ cm}$

Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(45 ; 33) = 33 \text{ cm} \dots \text{cv}$$

***Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = 1,56 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{s \min} = 1,56 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_s \geq A_{s \min} \dots \text{cv}$$

III.4.4. Vérification à l'E.L.S :

III.4.4.1. En travée :

$$M_{t,s} = 8,55 \text{ kN.m}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A) y_{ser} - 15(A'_c + A_d) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15A y_{ser} - 15A_d = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 15(4,62) y_{ser} - 15(4,62 \times 13) = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 69,3 y_{ser} - 900,9 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 430,10$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$y_{ser} = 3,61 \text{ cm.}$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit:

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \quad \Rightarrow \quad I = 7678,522563 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

- Contraintes maximale de compression de béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_c \cdot M_{ser}}{I} = 4,02 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_{bc} = 4,02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

- Contraintes maximale de traction des aciers : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \min \left[\frac{2}{3} \times F_e E ; 110 \sqrt{n f_{tj}} \right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 22,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 156,96 \text{ MPa} < 201,66 \text{ MPa}$$

$$156,96 \text{ MPa} < 201,66 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

III.4.4.2. En appuis :

$$M_{a,s} = 3,02 \text{ kN.m}$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A)y_{ser} - 15(A'_c + A_d) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15A y_{ser} - 15A_d = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 15(2,36)y_{ser} - 15(2,36 \times 13) = 0$$

$$50 y_{ser}^2 + 35,4 y_{ser} - 460,2 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 305,44.$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$y_{ser} = 2,70 \text{ cm.}$$

Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit:

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \quad \Rightarrow \quad I = 4411,6860 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

- Contraintes maximale de compression de béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_c \cdot M_{ser}}{I} = 1,85 MPa \Rightarrow \sigma_{bc} = 1,85 MPa < \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \dots\dots\dots cv$$

- Contraintes maximale de traction des aciers : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times F_e E, 110 \sqrt{nf_{ij}}\right] = 201,63 MPa$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d-y_l) = 105,76 MPa < 201,63 MPa$$

$$105,76 MPa < 201,63 MPa \dots\dots\dots cv$$

III.4.5. vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = 21,32 KN/ml$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{21,32 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,16 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0,15 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 4 MPa\right\} = 2,5 MPa$$

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots\dots\dots cv$$

	$A_u (cm^2)$	$A_{min} (cm^2)$	A_s /ml	A_r /ml
Travée	4,62	1,56	3HA14	3HA8
Appuis	2,36	1,56	3HA10	3HA8

Tableau III.22 : Récapitulatif des ferrillages.

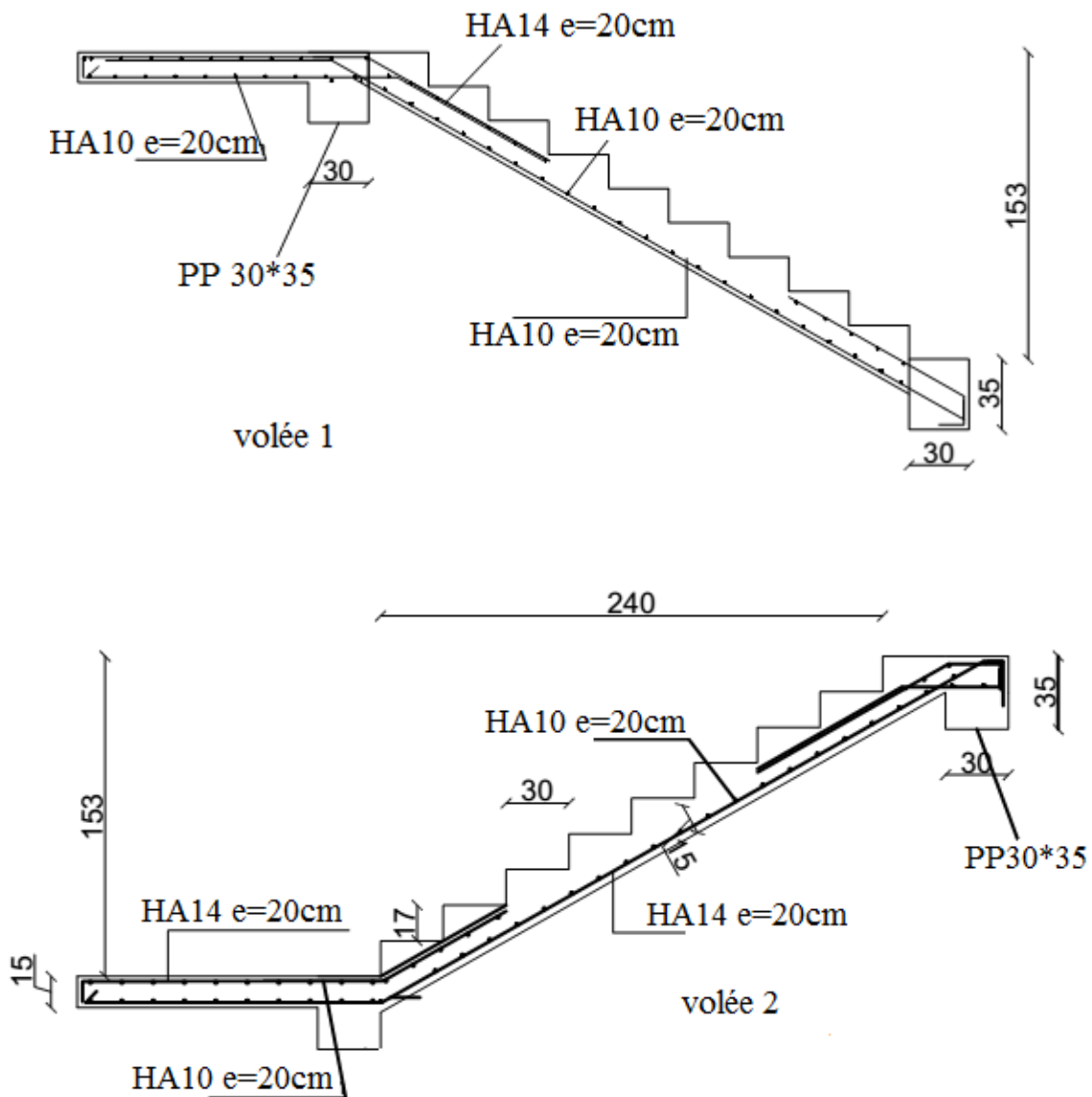


Figure III.32 : Schéma de ferrailage des escaliers.

III.5. La poutre palière:

III.5.1. Evaluations des charges:

La poutre de palier est placée à l'extrémité du palier son rôle consisté à prendre :

- poids propre : $G_{p,p} = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2,25 \text{ KN/ml}$
- charge ramenée par paillasse (volée) : $G_{paillasse} = 7,14 \times 1,425 = 10,17 \text{ KN/ml}$
- charge ramenée par palier : $G_{palier} = 4,97 \times 1,30 = 6,46 \text{ KN/ml}$
- charge ramenée du mur extérieur: $G = 2,89/2 = 1,445 \text{ KN/ml}$
- $G_T = 20,70 \text{ KN/ml}$
- $Q_T = 2,50 \times 2,725 = 6,81 \text{ KN/ml}$

III.5.2. Pondérations des charges:

$$E.L.U : Q_u = 1.35G_T + 1.5Q_T = 1.35 \times 20,70 + 1.5 \times 6,81 = 38,16 \text{ KN/ml}$$

$$E.L.S : Q_s = G_T + Q_T = 20,70 + 6,81 = 27,51 \text{ KN/ml}$$

III.5.3. Calcul des moments:

Moment statique maximal :

$$E.L.U : M_{u0} = Q_u L^2 / 8 = 38,61 \times (3,45)^2 / 8 = 57,44 \text{ KN.m.}$$

$$E.L.S : M_{s0} = Q_s L^2 / 8 = 27,51 \times (3,45)^2 / 8 = 40,93 \text{ KN.m.}$$

III.5.4. Répartitions des moments:

a/Moment sur travée:

$$M_t = 0.85 M_0;$$

$$E.L.U : M_{t,u} = 48,82 \text{ KN.m ;}$$

$$E.L.S : M_{t,s} = 34,79 \text{ KN.m.}$$

b/Moment en appui :

$$M_a = 0.3 M_0;$$

$$E.L.U : M_{a,u} = 17,23 \text{ KN.m ;}$$

$$E.L.S : M_{a,s} = 10,43 \text{ KN.m.}$$

III.5.5. Calcul des efforts tranchants:

$$V_A = -V_B = \frac{Q_u L}{2} = \frac{38,61 \times 3,45}{2} = 66,60 \text{ KN}$$

III.5.6. Ferrailage de la poutre palière:

a. En travée :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{48,82 \times 10^{-5}}{0,30 \times (0,275)^2 \times 14,17} = 0,0010 < \mu_{lim u} = 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0010}) = 0,0012$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 32,48 \text{ cm}$$

$$Z = 32,48 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{48,82 \times 10^6}{324,8 \times 348} = 4,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: $A = 3HA16/\text{ml} = 6,03 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

Condition de non fragilité:

$$A_s \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = 1,40 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{s\min} = 1,40\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 6,03\text{cm}^2 \geq A_{s\min} = 1,40\text{cm}^2$$

$$A_s \geq A_{s\min} \dots\dots\dots \text{cv}$$

b) Sur appui :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{17,23 \times 10^{-5}}{0,30 \times (0,325)^2 \times 14,17} = 0,00038$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\alpha}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,00039}) = 0,00048$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 32\text{cm}$$

$$Z = 32,48\text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \times \sigma_s} = \frac{17,23 \times 10^6}{324,8 \times 348} = 1,52\text{cm}^2/\text{ml}$$

On adopte: $A = 2HA14/\text{ml} = 3,08\text{cm}^2 / \text{ml}$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq \frac{0,23bd f_{t28}}{f_e} = 1,40\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{s\min} = 1,40\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_s = 3,08\text{cm}^2 \geq A_{s\min} = 1,40\text{cm}^2$$

$$A_s \geq A_{s\min} \dots\dots\dots \text{cv}$$

III.5.7.Vérification à l'ELS :

a) En travée :

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A)y_{ser} - 15(A'_c + A_d) = 0 \quad \text{et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15Ay_{ser} - 15Ad = 0$$

$$15y_{ser}^2 + 15(6,03)y_{ser} - 15(6,03 \times 32,5) = 0$$

$$15y_{ser}^2 + 90,45y_{ser} - 2939,625 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 429,60.$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$y_{ser} = 11,31\text{cm}.$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit:

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 55080,8068\text{cm}^4$$

Vérification des contraintes :

- Contraintes maximale de compression de béton:

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_c \cdot M_{ser}}{I} = 7,14 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7,14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

- **Contraintes maximale de traction des aciers:**

$$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times F_e E, 110 \sqrt{nf_{ij}}\right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 200,81 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$200,81 \text{ MPa} < 201,66 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{cv}$$

b) Sur appuis :

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15(A' + A) y_{ser} - 15(A'c + A_d) = 0 \text{ et on a: } A' = 0$$

$$\frac{b}{2} y_{ser}^2 + 15A y_{ser} - 15A_d = 0$$

$$15y_{ser}^2 + 15(2,26) y_{ser} - 15(2,26 \times 32,5) = 0$$

$$15y_{ser}^2 + 33,9 y_{ser} - 1101,75 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 259,33.$$

$$y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2a}$$

$$y_{ser} = 7,51 \text{ cm.}$$

- Le moment d'inertie de la section homogène par rapport l'axe neutre s'écrit:

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot [A(d - y_1)^2 + A'(y_1 - d')^2] \Rightarrow I = 25406,1957 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

- **Contraintes maximale de compression de béton:** $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{y_c \cdot M_{ser}}{I} = 3,08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3,08 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

- **Contraintes maximale de traction des aciers:**

$$\bar{\sigma}_s = \min\left[\frac{2}{3} \times F_e E, 110 \sqrt{nf_{ij}}\right] = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_s}{I} (d - y_1) = 153,86 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$153,86 \text{ MPa} < 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s \dots\dots\dots \text{cv}$$

III.5.8. Vérification de la flèche :

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{345} = 0,10 > 0,062 \dots \text{cv} ;$$

$$* A \leq \frac{4,2bd}{f_e} = 2,26 \text{cm}^2 \leq \frac{4,2 \times 30 \times 32,5}{400} = 10,23 \text{cm}^2 \dots \text{CV};$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10M_0} = 0,10 > 0,085 \dots \text{CV}.$$

On résulte que les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5.9. Calcul de la poutre palière à la torsion :

$$\tau_t = \frac{M_{t \max}}{2 \cdot \Omega \cdot b_0}$$

Ω : L'air du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive

$$\Omega = (b - e)(h - e)$$

$$\text{Avec : } e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (30 - 5)(35 - 5) = 625 \text{cm}^2$$

Le couple de torsion est : $C = Vu \times 0,1 = 66,60 \times 0,1 = 6,66 \text{ KN}$

$$\text{Le moment de torsion est : } M_t = C \frac{L}{2} \Rightarrow M_t = 6,66 \frac{3,45}{2} = 11,48 \text{KN.m}$$

$$\tau_t = \frac{11,48}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 0,30} = 255,3 \text{KN} / \text{m}^2 \Rightarrow \tau_t = 0,255 \text{MPa}.$$

III.5.10. Vérification de l'effort tranchant :

$$\bar{\tau}_U = \min \left\{ 0,15 \frac{F_{C28}}{\gamma_b}, 4 \text{Mpa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{66,60 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,325} \Rightarrow \tau_U = 0,68 \text{MPa}$$

$$\tau_U^2 + \tau_t^2 = (0,68)^2 + (0,255)^2 = 0,53 \text{Mpa} < \bar{\tau}_U^2 = (2,5)^2 = 6,25 \text{ MPa}$$

A .Armatures longitudinales :

$$A_l = \frac{U \times M_t}{2 \times \Omega \times \sigma_s} = \frac{U \times \tau_t}{\sigma_s}$$

$$\text{Périmètre : } U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2 \times [(30 - 5) + (35 - 5)] = 1500 \text{cm}$$

$$A_l = \frac{1500 \times 10 \times 11,48 \times 10^6}{2 \times 75000 \times 348} = 3,29 \text{cm}^2$$

On adopte: $A = 3HA12 = 3,39 \text{ cm}^2$

Tenant compte des aciers de flexion : $A_T = A_l + A_s$

B. Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega \cdot \sigma_s} \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \frac{11,45 \times 10^3}{2 \times 750 \times 348} = 0,33 \text{ cm}$$

Tenant compte des aciers de l'effort tranchant :

$$\frac{A_t}{S_t} = \left[\frac{A_t}{S_t} \right]_V + \left[\frac{A_t}{S_t} \right]_t \Rightarrow \frac{A_t}{S_t} = \left[\frac{6,03}{14} \right] + [0,33] = 0,76 \text{ cm}^2$$

A_t : Section d'armature transversale.

S_t : Le diamètre d'armature.

On adopte un espacement de **15cm**

Donc : on prend **4 HA 6** avec : $A_t = 1,13 \text{ cm}^2$

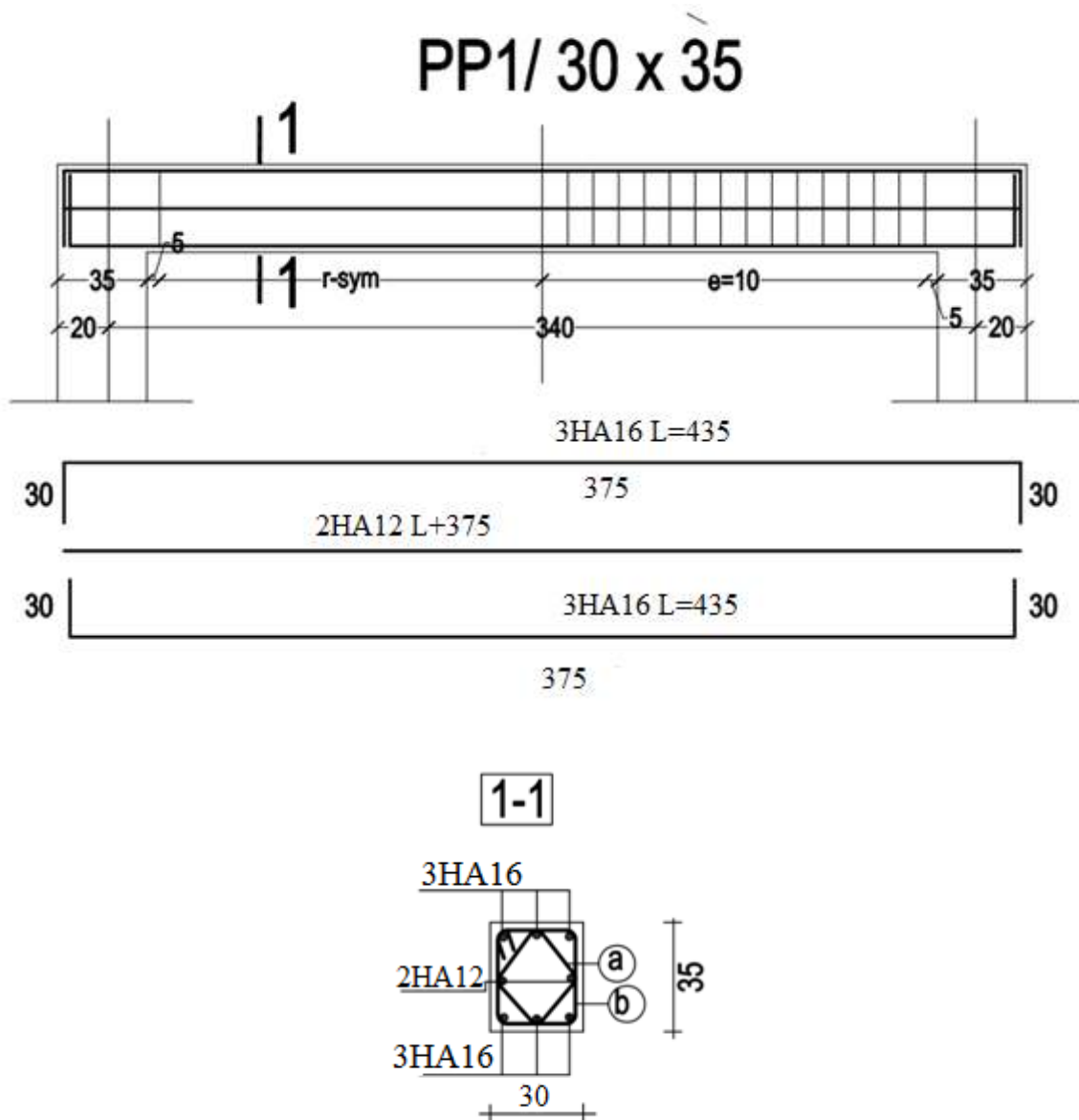


Figure III.33 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

Conclusion :

Elément	Ferrailage :	
	travée	appuis
Escaliers	<i>4 HA14 /ml</i>	<i>4HA10/ml</i>
Poutre palière	<i>3HA16</i>	<i>2HA12</i>
Nervures (terrasse)	<i>2HA12</i>	<i>2HA12</i>
Nervures (étage)	<i>2HA12</i>	<i>2HA12</i>
Dalle de compression	<i>Tsφ6 :20×20</i>	
L'acrotère	<i>4HA 8/ml</i>	
Balcons	<i>5HA 10/ml</i>	

Chapitre IV :**ETUDE SISMIQUE****IV.1.Introduction :**

Le calcul parasismique a pour but l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique et le dimensionnement des éléments de résistance, afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

L'estimation des forces d'origine sismique agissantes sur la structure pendant un séisme constitue le problème majeur de génie parasismique connaissant l'intensité de la loi de variation dans le temps de ces forces, le concepteur pourrait dimensionner les ouvrages en leur assurant une sécurité optimale.

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul ont été proposées parmi lesquelles on distingue deux méthodes très couramment utilisées :

- Méthode statique équivalente ;
- Méthode dynamique (modale spectrale).

IV.2. Méthode statique équivalente :

Les forces dynamiques réelles qui se développent dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique.

IV.2.1. Condition d'application :

Notre bâtiment présente une régularité en plan, avec une hauteur qui ne dépasse pas excessivement **30 m**, donc selon RPA 99 (*RPA 99 Art 4.1.2 P36*) on peut appliquer la Méthode statique équivalente.

IV.2.2. Calcul de l'action sismique :

$$V = \frac{ADQ}{R} W \quad (\text{RPA 99 Art 4.2.3 frml (4-1) P37})$$

A : coefficient d'accélération de zone, (*RPA 99/ V2003 Tab 4.1 Art 4.2.3 P37/38*)

A = 0,08 , **Zone I** , **Groupe d'usage : 2**

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, de facteur de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \\ 2.5 \eta (T_2 / 3.0)^{2/3} \cdot (3/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ sec} \end{cases}$$

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site.

T₂ = 0.4 sec, site ferme (S₂) (*RPA 99 / V2003 Tab 4.7 Art 4.2.3 P49*)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \quad (\text{RPA 99 Art 4.3.3 frml (4-3) P49})$$

η : Facteur de correction d'amortissement ;

ξ (%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\zeta = 7\%$ ce qui donne $\eta = 0,88$ (RPA 99/ V2003 Tab 4.2 Art 4.2.3 P38)

T : période fondamentale de la structure

$$T = C_T h_n^{\frac{3}{4}} \quad (\text{RPA 99 Art 4.2.4.2 frml (4-6) P45})$$

Avec : $C_T = 0.05$ (RPA 99/ V2003 Tab 4.6 P45)

h_n : hauteur totale de la structure

$h_n = 18,36 \text{ m}$

$$T = 0.05 \times (18,36)^{\frac{3}{4}} = 0,443 \text{ s}$$

On a aussi:

$$T = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{L}} \quad (\text{RPA 99 Art 4.2.4.2 frml (4-7) P45})$$

Où :

L : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T = 0,09 \times h_N / \sqrt{L_x} \quad \text{avec :} \quad L_x = 23,00 \text{ m} \Rightarrow T_x = 0,36 \text{ sec}$$

$$T = 0,09 \times h_N / \sqrt{L_y} \quad \text{avec :} \quad L_y = 21,55 \text{ m} \Rightarrow T_y = 0,58 \text{ sec}$$

On prend : $T = 0,443 \text{ sec}$ $T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec}$

$$\text{Donc : } D = 2.5 \eta (T_2 / T)^{2/3} = 1.7$$

R : coefficient de comportement global de la structure.

$$R = 5 \quad (\text{RPA 99/ V2003 Art 4.2.3 Tab 4.3 P41})$$

Pour une structure mixte (Mixte portiques/voiles avec interaction)

Q : facteur de qualité .

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 p_q \quad (\text{RPA 99/ V2003 Art 4.2.3 Tab 4.4 P44})$$

p_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non.

<i>Critère</i>	<i>ρ_q</i>	
Condition minimale sur les files de contreventement	0,05	Non Observé
Redondance en plan	0,00	Non Observé
Régularité en plan	0,05	Non Observé
Régularité en élévation	0,05	Non Observé
Contrôle de la qualité des matériaux	0,00	Observé
Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	Non Observé

Tableau IV.1 : Valeurs des facteurs de qualités.

$$Q = 1,30$$

W : poids de la structure.

$$W = 19215.02 \text{ KN}$$

Donc l'effort sismique sera :

$$v = \frac{ADQ}{R} w \Rightarrow v = \frac{0.08 \times 1.7 \times 1.30}{5} \times 19215.02 = 653.31 \text{ KN}$$

$$653.31 \text{ KN}$$

IV.2.3. Nombre de modes à considérer

D'après le (RPA99/ V2003 Art 4.3.4 –a P49) : pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

- la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure,
- où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

$$K = 3 (N)^{1/2} \quad \text{et} \quad T_K < 0,20 \quad (\text{RPA 99 Art 4.3.3-b frml (4-14) P50})$$

Où : N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k la période du mode K.

IV.3. Méthode d'analyse modale spectrale : (RPA 99 Art 4.3 P47)

a- principe :

Pour cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

b- Modélisation de la structure :

Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base

et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degré de liberté (deux translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

c- Spectre de réponse : (RPA 99 Art 4.3.3 frml (4-13) P49)

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A (1+T/T_1 (2,5\eta Q/R-1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A)(Q/R)(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A)(T_2/3)^{2/3}(3/T)^{5/3}(Q/R) & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur ;

S_a : Accélération spectrale.

Pour cette étude on a utilisé le logiciel **Autodesk ROBOT Structural Analysis 2017**

d- Présentation du logiciel de calcul :

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette analyse, et le progiciel (groupe de logiciels) **ROBOT structural analysis Professional 2017**

C'est une application collaborative, polyvalente et rapide, capable de calculer les modèles les plus complexes grâce à un maillage EF automatique puissant, des algorithmes non-linéaires, ainsi qu'un jeu complet de normes de conception internationale (BAEL, RPA,...).

Ce progiciel appartient à la catégorie CAO/DAO destiné à modéliser, analyser, et dimensionner les différents types de structures, la dernière étape générée par **Robot** est la création des documents pour la structure calculée et dimensionnée (les notes de calcul et les plans d'exécution).

Les principales caractéristiques du progiciel **Robot** sont les suivantes :

- La définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu pour cet effet ;
- La possibilité d'importer la géométrie de la structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO ;
- La possibilité de présentation graphique sur la structure étudiée ou par des tableaux les différents types de résultats de calcul (efforts internes, déplacements, contraintes, etc...).

IV.4. Modélisation de la structure :

IV.4.1. Analyse statique et dynamique :

L'analyse statique et dynamique est utilisée pour déterminer la réponse de la structure soumise aux différents types de chargements

a- Analyse statique : Elle implique la résolution de l'équation $[K] \times \{U\} = \{R\}$

Avec : $[K]$: Matrice de rigidité

$\{U\}$: Vecteur de déplacement

$\{R\}$: Vecteur de chargement

Pour chaque cas de chargement défini, le programme crée automatiquement le vecteur charge $\{R\}$ et calcul de déplacement $\{U\}$.

Chaque cas de chargement inclus :

- Le poids propre de l'élément poutre ou poteau
- Les chargements concentrés ou répartis sur les éléments de portique
- Les charges uniformes sur les éléments plaques.

b- Analyse par le spectre de réponse :

L'équation d'équilibre dynamique d'une structure soumise à une excitation sismique est la suivante :

$$[K] \times \{U\} + [C] \times \{\dot{U}\} + [M] \times \{\ddot{U}\} = [M] \times \{\ddot{U}_s\}$$

Avec :

$[C]$: Matrice d'amortissement

$\{\ddot{U}_s\}$: Accélération du sol.

$\{U\}$, $\{\dot{U}\}$, $\{\ddot{U}\}$: sont les déplacements, la vitesse et l'accélération la structure.

Les données précédemment calculés nous donnent un spectre d'accélérations sismique, qui se présente comme le montre la figure suivante :

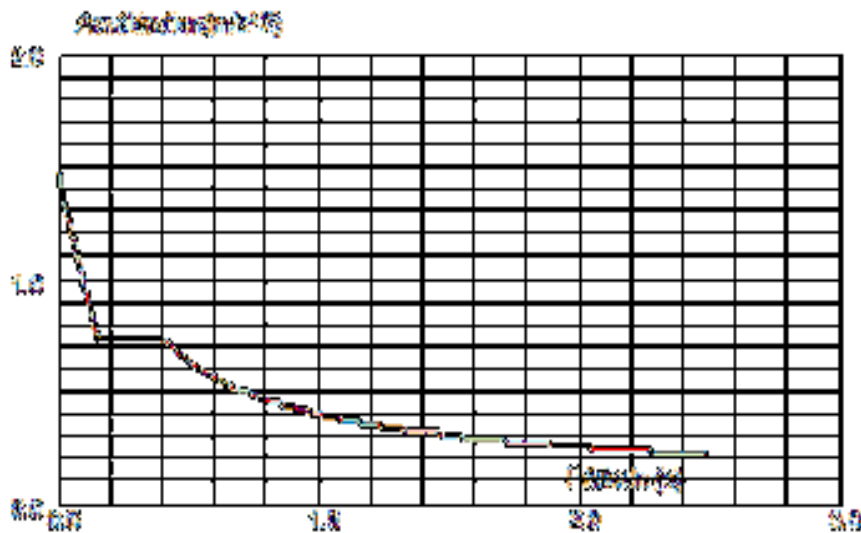


Figure IV.1 : Spectre de repense.

IV.4.2. Détermination des paramètres des combinaisons d'action :

$$ELU = 1,35 \times G + 1,5 \times Q ;$$

$$ELS = G + Q ;$$

$$ELA = G + Q \pm 1,2 \times E;$$

$$ELA = G + Q \pm E ;$$

$$ELA = 0,8 \times G \pm E.$$

IV.4.3. Poids total de la structure "W" :

Selon les RPA il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction β des charges d'exploitations, d'après (*RPA99/ V2003, Tab 4.5 P44*):

$$WT = \beta w_i$$

$$\text{Avec } W_i = W_{gi} + \beta w_{qi} \quad (\text{RPA 99 Art 4.3.3 frml (4-5) P44})$$

W_{gi} : poids due aux charges permanente

w_{qi} : charge d'exploitation

β : coefficient de pondération ($\beta = 0,20$)

Niveau	W étage (KN)
Plancher R.D.C	3197.85
Plancher 1	3197.85
Plancher 2	3197.85
Plancher 3	3197.85
Plancher 4	3197.85
Plancher 5	3225.76

Tableau IV.2 : Les poids de chaque niveau.

IV.4.4. Les données géométriques :

On calcule les données géométriques de notre structure par rapport au repère (OX, OY) comme le montre la figure suivante :

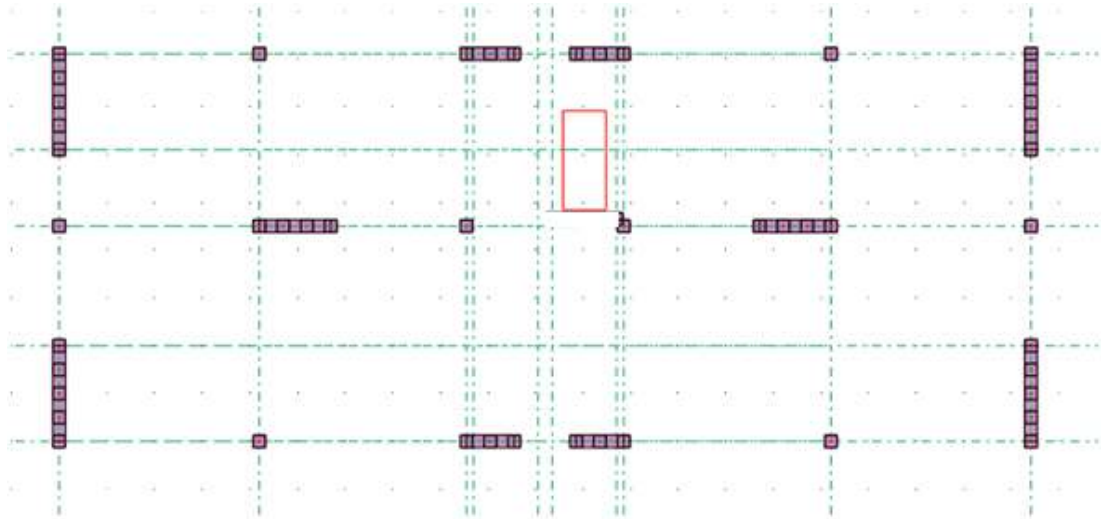


Figure IV.2 : Position des voiles.

IV.4.5. Centre de torsion :

Les coordonnées du centre de torsion sont déterminées par les formules suivantes :

$$X_t = \frac{\sum(I_{xi} \times x_i)}{\sum I_{xi}}$$

$$Y_t = \frac{\sum(I_{yi} \times y_i)}{\sum I_{yi}}$$

Avec :

X_t : L'abscisse du centre de torsion ;

Y_t : L'ordonnée du centre de torsion ;

I_{xi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (ox) ;

I_{yi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (oy) ;

x_i : L'abscisse du centre de gravité de l'élément;

y_i : l'ordonnée du centre de gravité de l'élément.

- **Pour les poteaux :**

$$I_{xi} = \frac{b \times a^3}{12}$$

$$I_{yi} = \frac{a \times b^3}{12}$$

- **Pour les voiles:**

Les dimensions sont constantes, alors :

$$I_{xi} = \frac{b' \times L^3}{12}$$

$$I_{yi} = \frac{L \times b'^3}{12}$$

Si $\alpha = 0$: En prend les formules précédentes.

α : l'angle d'inclinaison par rapport à l'axe globale de la structure.

Si $\alpha \neq 0$:

$$\left\{ \begin{aligned} \bullet I_{x_i} &= I_x \times (\sin\alpha)^2 + I_y \times (\cos\alpha)^2 \\ \bullet I_{y_i} &= I_y \times (\sin\alpha)^2 + I_x \times (\cos\alpha)^2 \end{aligned} \right\}$$

D'après l'application de la formule(A) les résultats du centre de torsion sont regroupés dans le tableau suivant:

Niveau	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} étage	4 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage
Xt (m)	10.20	10.20	10.20	10.20	10.20	10.20
Yt (m)	4.48	4.48	4.48	4.48	4.48	4.32

Tableau IV.3 : les centres de torsion de chaque niveau.

IV.4.6. Centre de masse :

Pour la détermination du centre de masse on a les formules suivantes :

- $X_m = \frac{\sum(W_i \times x_i)}{\sum W_i}$
- $Y_m = \frac{\sum(W_i \times y_i)}{\sum W_i}$

Les résultats du centre de masse des différents niveaux sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	$X_i(m)$	$Y_i(m)$
Plancher R.D.C	10.20	4.12
Niveau	$X_i(m)$	$Y_i(m)$
Plancher 1	10.20	4.12
Plancher 2	10.20	4.12
Plancher 3	10.20	4.12
Plancher 4	10.20	4.12
Plancher 5	10.20	4.12

Tableau IV.4 : Les centres de masse de chaque niveau.

IV.4.7. Evaluation des excentricités :

Selon les (**RPA99/Version2003 Art 4.3.7 P51**) on doit calculer deux types d'excentricités :

- 5Excentricité théorique.
- Excentricité accidentelle.

a- Excentricités théoriques :

- $e_{xt} = |X_m - X_t|$
- $e_{yt} = |Y_m - Y_t|$

Avec : X_m, Y_m : Les coordonnées du centre de masse.

X_t, Y_t : Les coordonnées du centre de torsion.

Les résultats des excentricités théoriques sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	$e_{xt} (m)$	$e_{yt} (m)$
Plancher R.D.C	1,02	0,56
Plancher 1	1,02	0,56
Plancher 2	1,02	0,56
Plancher 3	1,02	0,56
Plancher 4	1,02	0,56
Plancher 5	1,02	0,56

Tableau IV.5 : Valeurs des excentricités théoriques de chaque niveau.

b- Excentricités accidentelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet e_{xa} = \max(5\% \times L_{x_{\max}} ; e_{xt}) \\ \bullet e_{ya} = \max(5\% \times L_{y_{\max}} ; e_{yt}) \end{array} \right\}$$

$$L_x = 20,70 \text{ m} , \quad L_y = 8,70 \text{ m}$$

Les résultats des excentricités accidentelles sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	$e_{xa}(m)$	$e_{ya} (m)$
Plancher R.D.C	1,02	0,56
Plancher 1	1,02	0,56
Plancher 2	1,02	0,56
Plancher 3	1,02	0,56
Plancher 4	1,02	0,56
Plancher 5	1,02	0,56

Tableau IV.6 : Valeurs des excentricités accidentelles de chaque niveau.

IV.5. Résultats de calcul (ROBOT)

IV.5.1. Périodes et facteurs de participation modale :

<i>Mode</i>	<i>Fréquence [Hz]</i>	<i>Période [sec]</i>	<i>Masses Cumulées UX [%]</i>	<i>Masses Cumulées UY [%]</i>	<i>Nature</i>	<i>Masse Modale UX [%]</i>	<i>Masse Modale UY [%]</i>
1	2.42	0,41	31.93	0.11	<i>Translation</i>	31.93	0.11
2	2.98	0,34	53.10	24.98	<i>Translation</i>	21.17	24.77
3	3.34	0,30	63.40	61.34	<i>Torsion</i>	3.85	36.46
4	6.30	0,16	67.34	61.39	/	0.06	0.05
5	6.42	0,16	67.40	61.40	/	0.00	0.01
6	6.43	0,16	67.40	61.40	/	0.05	0,00
7	6.43	0,16	67.45	61.51	/	0.05	0,10
8	6.47	0,15	67.50	61.53	/	19.37	0,02
9	6.69	0,15	87.27	61.80	/	0.39	0,27
10	8.14	0,12	87.66	86.99	/	0.16	25.19
11	10.26	0,10	87.87	87.12	/	5.02	0.13
12	12.65	0,08	92.84	87.24	/	0,00	0.12
13	13.04	0,08	92.99	87.35	/	0.55	0.00
14	13.17	0,08	93.16	91.81	/	0.16	0.11

Tableau IV.7: Périodes et facteurs de participation modale.

$K=3(6)^{1/2}$

$K=7,35=8 \text{ modes}$; $T_K=0,08 < 0,20$ cv

IV.5.2. Formes modales de la structure non rigidifiée latéralement :

Mode (1) : translation suivant « x »

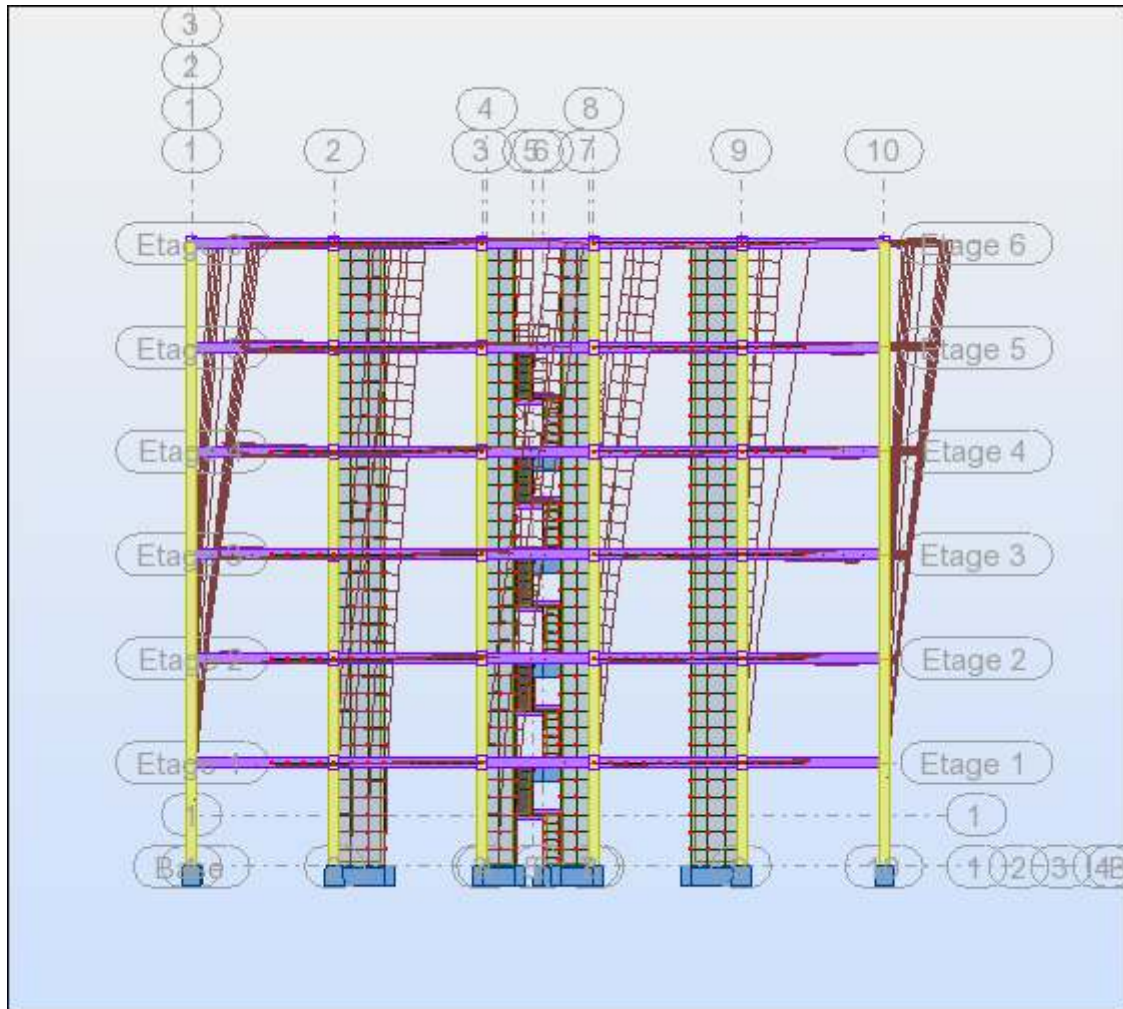


Figure IV.3 : MODE 1 XZ.
Translation suivant x

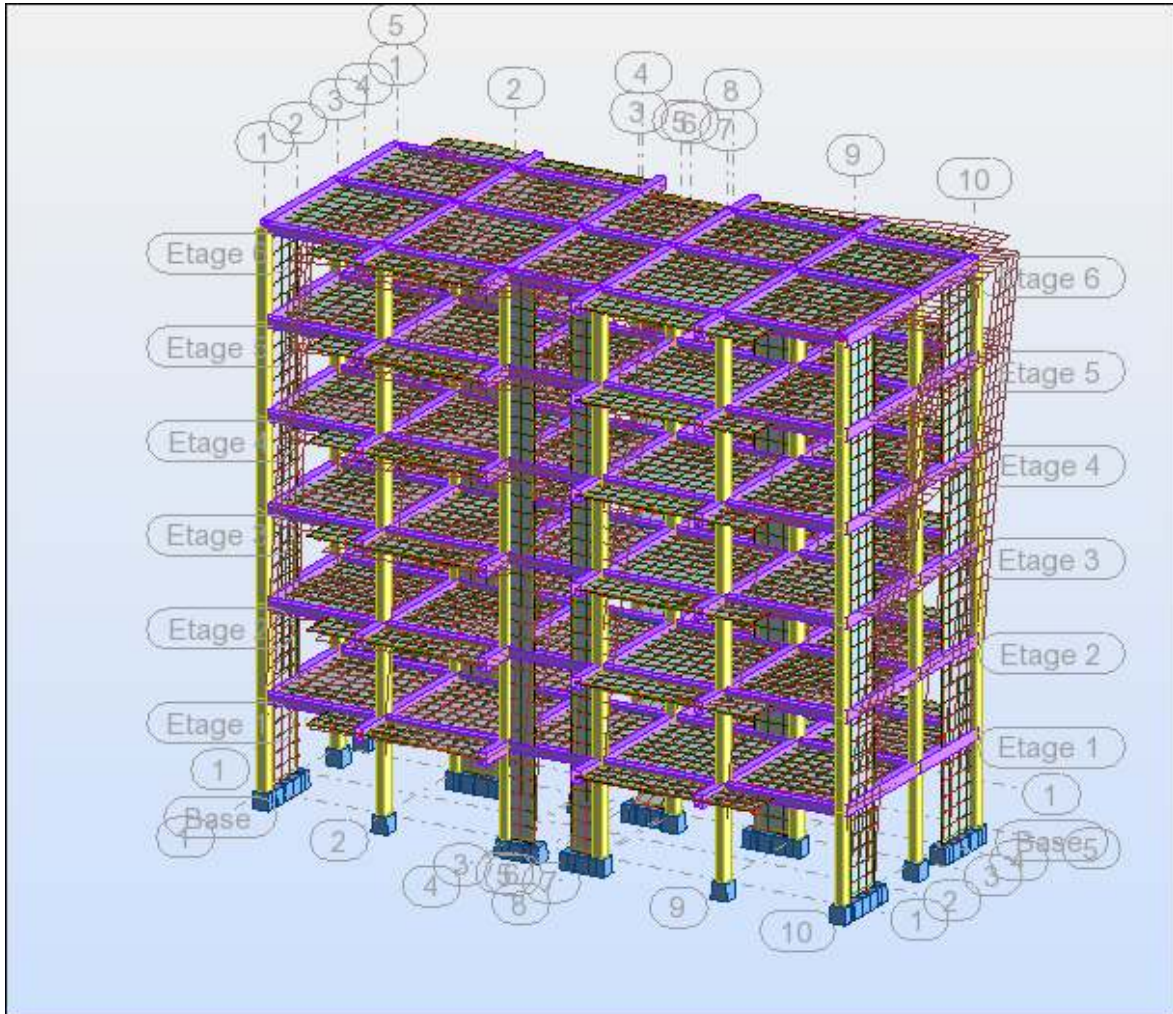


Figure IV.4 : MODE 1 3D.

Mode (2): translation suivant « y »

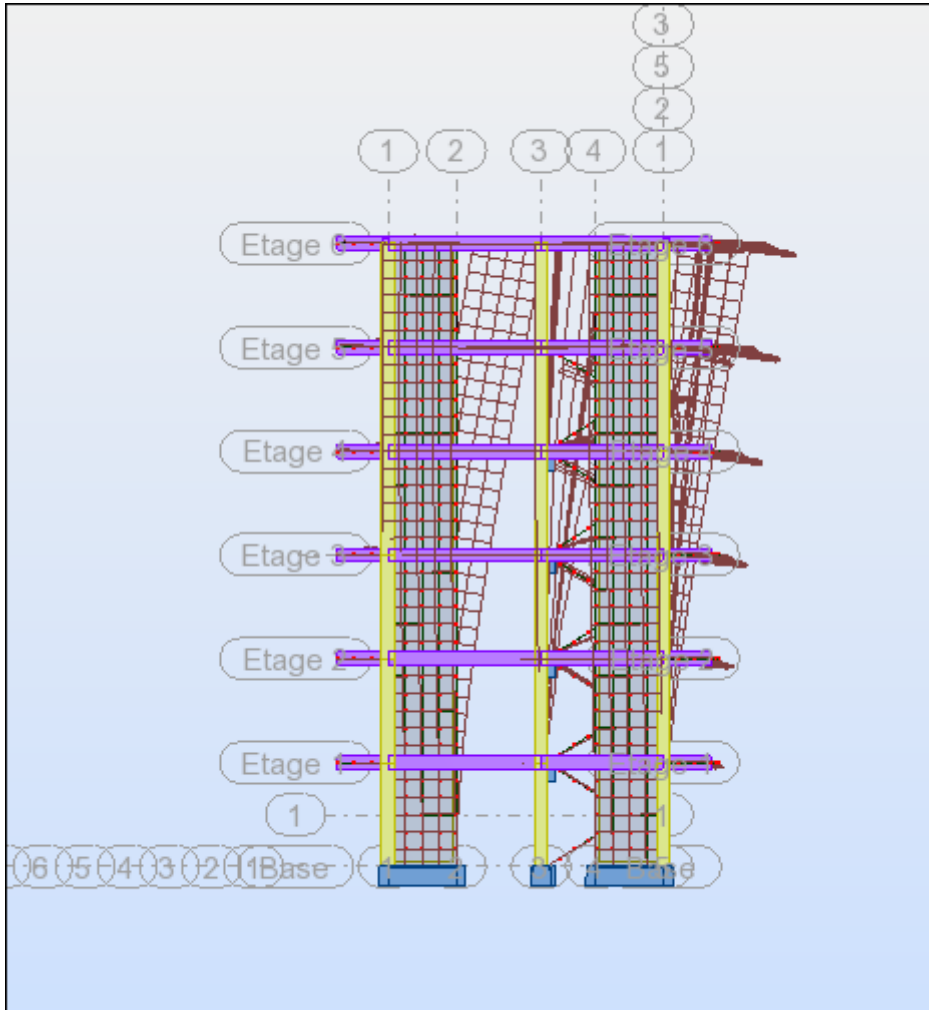


Figure IV.5 : MODE 2 YZ.
Translation suivant Y

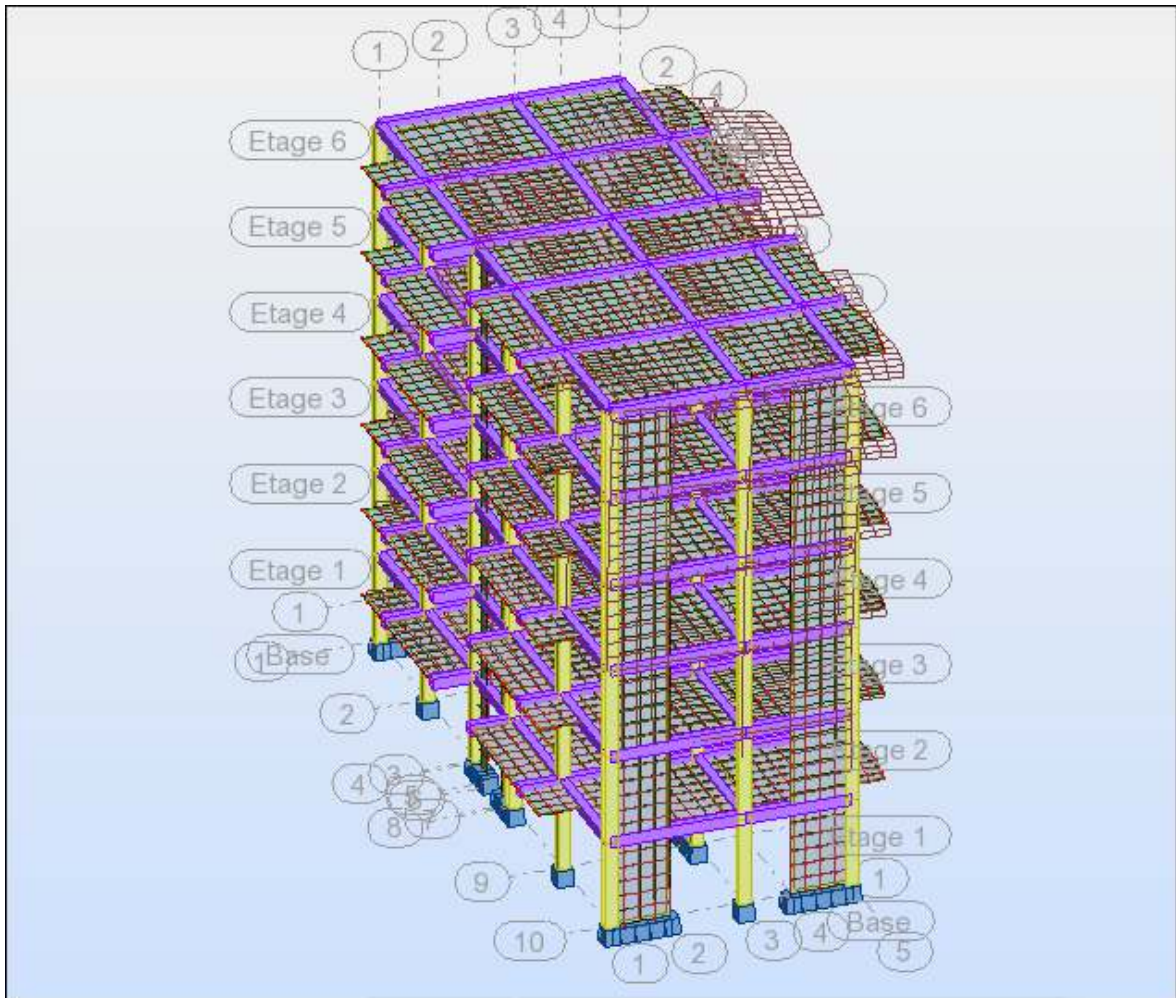
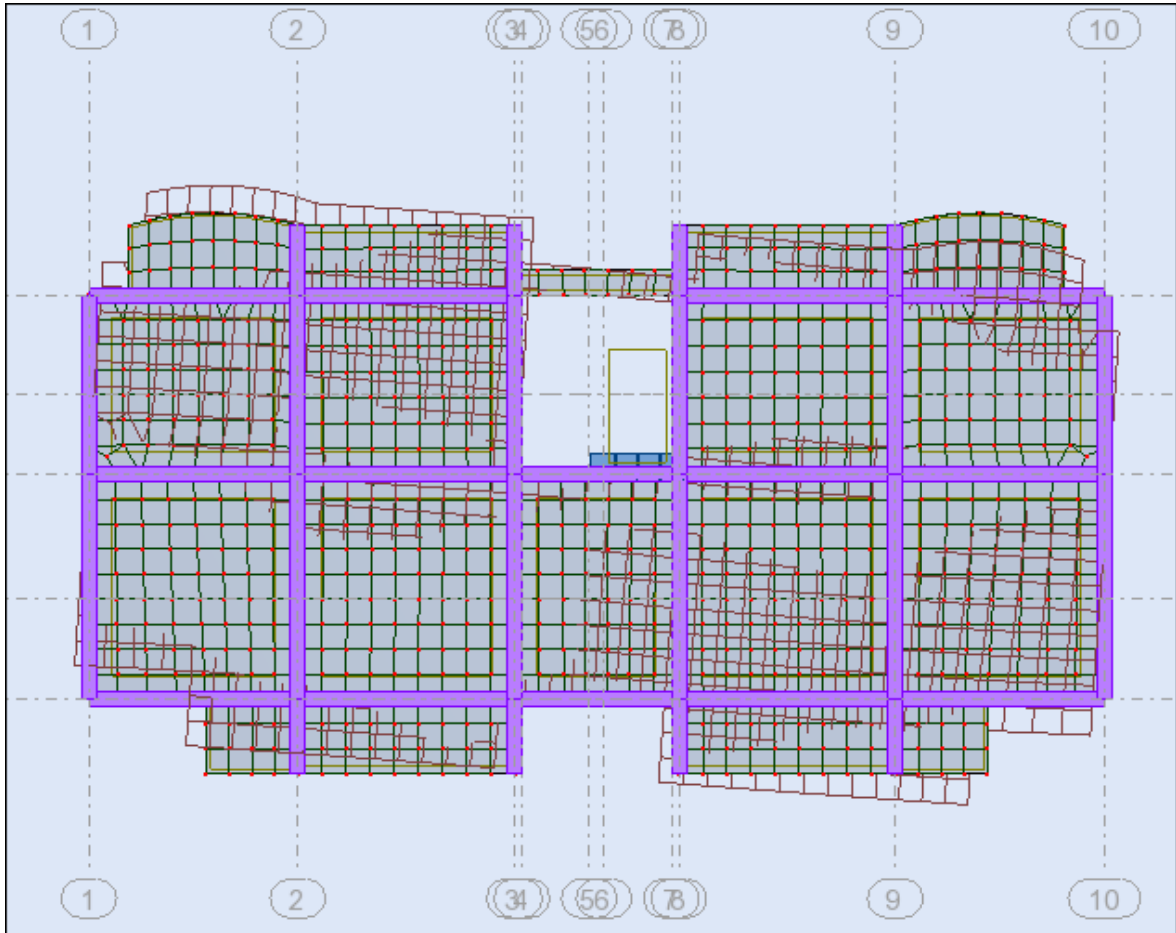


Figure IV.6: MODE 2 3D.

Mode (3): torsion dans le x-y



*Figure IV.7 : MODE 3 XY
rotation*

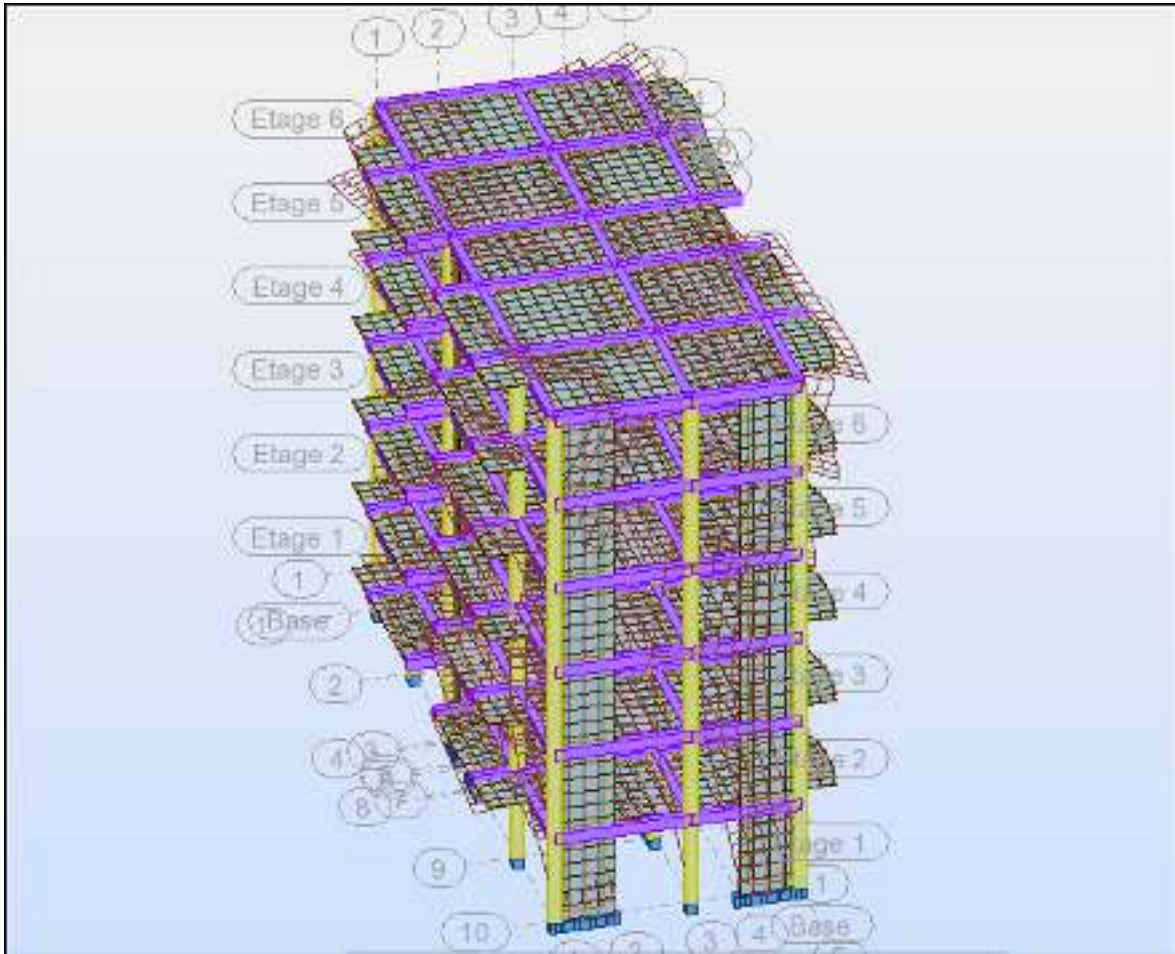


Figure IV.8 : MODE 3 3D.

IV.6. Distribution verticale de la force sismique : (RPA 99/ V2003 Art 4.2.5 P46)

La résultante des forces sismiques à la base est distribuée sur la hauteur de la structure selon la formule suivante :

$$V = F_t + \sum F_i$$

$$\text{Avec: } \begin{cases} F_t = 0.07 TV & \text{si } T > 0,7 \text{ s} \\ F_t = 0 & \text{si } T < 0,7 \text{ s} \end{cases}$$

$$\text{On a: } T = 0,41\text{s} < 0,7 \text{ s} \Rightarrow F_t = 0$$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau (i) est donnée par la formule suivante :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_{j=1}^n W_j \cdot h_j} \quad (\text{RPA 99/ V2003 Art 4.2 frm1 (4-11) P46})$$

F_i : force horizontale au niveau j.

H_i : niveau de plancher.

F_t : force concentrée au sommet de la structure.

W_i : poids de l'étage.

Niveau	h (m)	W (KN)	$W \cdot h$	F (KN)
Plancher 5	18,36	3197.85	58712.52	186.58
Plancher 4	15,30	3197.85	48927.10	155.48
Plancher 3	12,24	3197.85	39141.68	124.38
Plancher 2	9,18	3197.85	29356.263	90.11
Plancher 1	6,12	3197.85	19570.84	62.19
Plancher R.D.C	3,06	3225.76	9870.82	31.36
Σ		19215.01	205579.22	653.30

Tableau IV.8 : Les valeurs des efforts F_i .

IV.7. Vérification des méthodes :

IV.7.1. Vérification de la période :

Les valeurs de la période de calcul à partir des formules numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

(RPA 99 Art 4.2.4.4 P46)

– La période donnée par **ROBOT** est : $T_{ROBOT} = 0,41s$

– La période de la méthode statique équivalente est : $T_{MSE} = 0,443s$

$$1,3 \times 0,443 = 0,57s$$

$$T_r = 0,41 < 1,3 \times T_{MSE} = 0,57 S \dots\dots\dots cv$$

IV.7.2. Vérification de l'effort tranchant à la base :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0,8V$. Il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces. déplacements. moments...) dans le rapport $0,8 \times \frac{V}{V_t}$. (RPA 99/ V2003 Art 4.3.6 P50)

L'effort tranchant obtenu par la méthode statique équivalente est : $V = 653.31KN$

L'effort tranchant obtenu par ROBOT est : $\begin{cases} V_{tx} = 469.97KN. \\ V_{ty} = 586.52KN. \end{cases}$

$$0.8V = 0.8 \times 975,64 = 780,51KN$$

$$\begin{cases} V_{Tx} = 469.97 KN > 0.8 V = 522.64 KN \dots\dots\dots cv ; \\ V_{Ty} = 586.52 KN > 0.8 V = 522.64 KN \dots\dots\dots cv. \end{cases}$$

IV.7.3 Justification de l'interaction portiques-voiles : (RPA 99/ V2003 Art 3.4 P50)

Pour la justification de l'interaction portique-voiles, on doit vérifier que Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Les sollicitations verticales totales de la structure : **1029.36KN** ;

Les sollicitations verticales reprises par les voiles : **117.55KN**.

Donc : $117.55 / 1029.36 = 11.37 \%$ cv

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

IV.8. Calcul des déplacements:

Les déplacements horizontaux maximums sont dus aux effets des efforts horizontaux aux niveaux des planchers.

• **Vérification des déplacements :**

Selon (RPA 99/ V2003 l'article 4.43 P51) le déplacement horizontal a chaque niveau "K" de la structure est calculé comme suit : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

Avec : δ_{ek} : Déplacement du aux forces sismiques F_i

R : Coefficient de comportement ($R= 5$)

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau "K-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

$$\delta_{ek} = \sqrt{u_x^2 + u_y^2}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacent. ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\text{Étage} : 1\% \times H = 0,01 \times 3,06 = 0,0306m$$

Niveau	h_k (m)	δ_{ek}		$\delta_k = R \times \delta_{ek}$		Vérification (Δ_k)	
		sens x	sens y	sens x	sens y	sens x	sens y
Plancher 5	3,06	1.7	1.4	8.5	7	1 < 3.06	1.6 < 3.06
Plancher 4	3,06	1.5	1.08	7.5	5.4	0.5 < 3.06	2.9 < 3.06
Plancher 3	3,06	1,20	0.5	06,00	2.5	3 < 3.06	1 < 3.06
Plancher 2	3,06	0.60	0.3	3	1.5	1.5 < 3.06	0.5 < 3.06
Plancher 1	3,06	0.30	0.20	1.5	1	1 < 3.06	0.5 < 3.06
Plancher R.D.C	3,06	0.10	0.10	0.5	0.5	0.5 < 3.06	0.5 < 3.06

Tableau IV.9 : Les déplacements relatifs pour chaque niveau dans les deux sens.

Tous les déplacements relatifs sont inférieurs au déplacement admissible dans les deux sens. Donc les déplacements sont vérifiés.

IV.9. Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P. Δ :

(RPA 99/ V2003 Art 5.9 P55)

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

$$P_k : \sum W_G(i) + \beta.W_Q(i) \quad i=k, \dots, n ;$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1) ;

h_k : Hauteur d'étage du niveau (k) ;

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau (k) ;

Kf: Coefficient d'amplification des efforts de l'action sismique (M,N) calculé au moyen d'une analyse élastique de 1^{er} ordre.

Niveau	W_i (KN)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	V_k (KN)	$P_k \times \Delta_k$	$V_k \times h_k$	θ
Plancher 5	3225.76	3225.76	1,00	306	186.58	3225.76	57093.48	0,05
Plancher 4	3197.85	7878,578	0.5,00	306	155.48	3939.28	47576.88	0,08
Plancher 3	3197.85	11898,988	3.00	306	124.38	297,47	57886,02	0,0051
Plancher 2	3197.85	15873,818	1.50	306	90.11	317,47	42922,62	0,0074
Plancher 1	3197.85	19777,149	1.00	306	62.19	296,65	28099,98	0,0105
Plancher R.D.C	3197.85	23680,480	0.50	306	31.36	236,80	14051,52	0,0168

Tableau IV.10 : l'effet $P. \Delta$ dans le sens x-x.

Niveau	W_i (KN)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	V_k (KN)	$P_k \times \Delta_k$	$V_k \times h_k$	θ
Plancher 5	3225.76	3225.76	1.60	306	186.58	95,804	82760,76	0,0012
Plancher 4	3197.85	7878,578	2.90	306	155.48	236,357	72824,94	0,0032
Plancher 3	3197.85	11898,988	1.00	306	124.38	297,475	57886,02	0,0051
Plancher 2	3197.85	15873,818	0.50	306	90.11	396,845	42922,62	0,0092
Plancher 1	3197.85	19777,149	0.50	306	62.19	395,543	28099,98	0,0141
Plancher R.D.C	3197.85	23680,480	0.50	306	31.36	236,805	14051,52	0,0168

Tableau IV.11 : l'effet $P. \Delta$ dans le sens y-y.

- Le facteur θ suivant (x) = $0.05 < 0.1$ à tous les niveaux ($k=1, \dots, n$)
- Le facteur θ suivant (y) = $0.05 < 0.1$ à tous les niveaux ($k=1, \dots, n$)

Les effets de second ordre (effet P- Δ) peuvent être par conséquent négligés ($K_f=1$) conformément à : (RPA 99/ V2003 art 5.9 P55)

IV.10. Vérification au renversement : (RPA 99/ V2003 Art 4.41 P51)

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que : **Moment résistant/moment de renversement ≥ 1.5**

$$M_{resi} = W \times l/2 = 19215.01 \times 18,36/2 = 176393.79 \text{ KN.m.}$$

$$M_{renv} = \sum F_i \cdot Z_i = 8616.6 \text{ KN.m.}$$

$$\frac{M_{resist}}{M_{renver}} = \frac{176393.79}{8616.6} = 20.4 > 1.5 \dots\dots\dots cv$$

IV.11. Conclusion générale:

- Tous les déplacements relatifs sont inférieurs au déplacement admissible dans les deux sens : Donc les déplacements sont vérifiés
- Les effets de second ordre (effet P- Δ) peuvent être par conséquent négligés conformément à RPA 99
- La stabilité au renversement est vérifiée dans les deux sens.

Chapitre VI :**Etude de l'infrastructure****VI.1. Introduction :**

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations , les surcharges climatiques et sismiques.

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation.

VI.2. Choix de fondation :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à **2,5 bars** et profondeur de **2m**, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle isolée ;
- Radier filante ;
- Radier général.

Le choix du type de fondation se fait par les paramètres suivant:

- La nature et le poids de la superstructure ;
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction et la qualité du sol de fondation.

En effet une méthode rapide et simplifiée permet de déterminer si une solution par semelle continue est possible ou s'il faut prévoir un radier général.

- si $S_0 > S$: la fondation par semelles isolées est possible ;
- si $S > S_0$: la solution de fondation superficielle n'est pas possible ;
- si $S \approx S_0$: c'est une solution par radier général qu'il faut adopter.

Tel que :

S_0 : L'emprise de la structure (surface de Bâtiment) ;

S : La surface totale minimale d'assise de fondation ;

$\overline{\sigma}_s$: La contrainte admissible pour le sol de fondation.

$$S_0 = 171.81 \text{ m}^2.$$

$$S = \frac{N}{\overline{\sigma}_s} = \frac{23680,48}{250} = 41.18 \text{ cm}^2$$

Verification:

- $S / S_0 = 41.18 / 171.81 = 30\%$
- $S / S_0 = 30\% < 50\%$

On a choisit comme système de fondations :

- Semelles isolées ;
- Semelles filantes.

Les calculs sont effectués sous la plus défavorable des combinaisons suivantes:

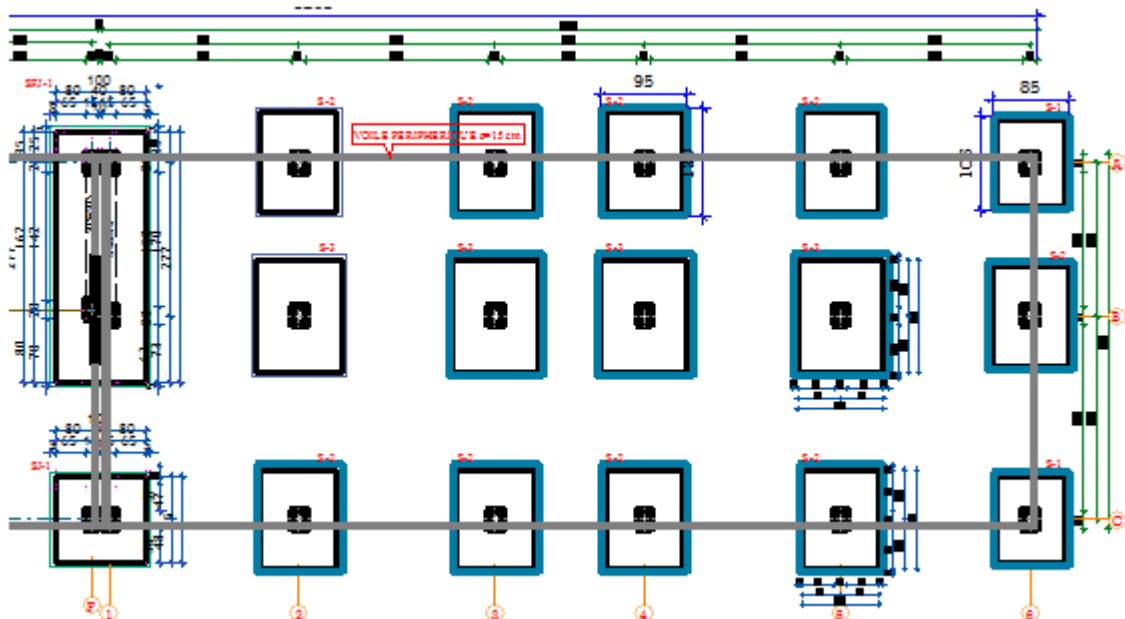
D'après BAEL :

- $1,35G+1,5Q$
- $G+Q$

D'après RPA:

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

Figure VI.1 : schéma de l'infrastructure.



VI.3. Calcul des semelles :

VI.3.1. Calcul de la semelle isolée:

a) Semelle sous poteau central :

- Condition d'homogénéité :

$a = 40 \text{ cm}$, $b = 50 \text{ cm}$, profondeur = 2m

$A/B=a/b=0,80$

On a :

<i>Combinaisons</i>	<i>Effort normal N [kN]</i>	<i>Moment M_x [kN.m]</i>	<i>Moment M_y [kN.m]</i>
<i>1,35G+1,5Q</i>	1029,36	2,18	0,48
<i>G+Q</i>	926,88	1,56	0,35
<i>G+Q+E</i>	928,14	8,10	13,45
<i>0.8G+E</i>	770,90	0,64	13,45

Tableau VI.1: Sollicitations des semelles isolées intermédiaires.

- le pré-dimensionnement :

L'ELS :

$$\sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{A \times B}$$

$$A \times B = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} \times 0,8}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{926,88}{250 \times 0,8}}$$

$$B \geq 2,15m$$

$$A \geq 0,8B \rightarrow A \geq 1,72m$$

L'état accidentelle :

$$\sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{acc}}{A \times B}$$

$$A \times B = \frac{N_{acc}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{acc}}{\bar{\sigma}_{sol} \times 0,8}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{928,14}{250 \times 0,8}}$$

$$B \geq 2,15m$$

$$A \geq 0,8B \rightarrow A \geq 1,72m$$

Donc finalement on choisit une semelle de (2,20 m×1,80m)

- Détermination de "d" et "ht" :

D'après la condition de rigidité (méthode des bielles)

$$A - a \geq d \geq \frac{B - b}{4} \Rightarrow 1,80 - 0,40 \geq d \geq \frac{2,20 - 0,50}{4}$$

$$1,40 \geq d \geq 0,425$$

On adopte : $d = 50cm$

$$D'ou : h = d + 5 cm \rightarrow h = 55 cm$$

- Vérification des conditions de stabilité :

Selon le (RPA 99/ver2003 Art 10.1.5 P100), on a : $\square\square\square\square G + E$

$$e_{0ax} = \frac{M_{ax}}{N_a} = \frac{0,64}{770,90} = 0,0008m < \frac{A}{4} = \frac{1,80}{4} = 0,45m \dots\dots\dots cv ;$$

$$e_{0ay} = \frac{M_{ay}}{N_a} = \frac{13,45}{770,90} = 0,017m < \frac{B}{4} = \frac{2,20}{4} = 0,55m \dots\dots\dots cv.$$

Selon le BAEL 91, on a : (G+Q)

$$e_{0sx} = \frac{M_{sx}}{N_s} = \frac{1,56}{926,88} = 0,0016m < \frac{A}{6} = \frac{1,80}{6} = 0,3m \dots\dots\dots cv ;$$

$$e_{0sy} = \frac{M_{sy}}{N_a} = \frac{0,35}{926,88} = 0,0003m < \frac{B}{6} = \frac{2,20}{6} = 0,37m \dots\dots\dots cv.$$

- Vérification des conditions de rigidité :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{Mx} &= \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = \left(1 + \frac{6 \times 0,0008}{2,2}\right) \frac{926,88}{1,8 \times 2,2} = 234,57KN/cm^2 \\ \sigma_{mx} &= \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = \left(1 - \frac{6 \times 0,0008}{2,2}\right) \frac{926,88}{1,8 \times 2,2} = 233,55KN/cm^2 \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{My} &= \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = \left(1 + \frac{6 \times 0,017}{2,2}\right) \frac{926,88}{1,8 \times 2,2} = 244,91KN/cm^2 \\ \sigma_m &= \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = \left(1 - \frac{6 \times 0,017}{2,2}\right) \frac{926,88}{1,8 \times 2,2} = 223,21KN/cm^2 \end{aligned} \right\}$$

$$\sigma_{moyx} = \frac{\sigma_{mx} + 3\sigma_{Mx}}{4} = 234,31 \text{KN/cm}^2 \leq 250 \text{KN/m}^2 \dots\dots\dots CV;$$

$$\sigma_{moyy} = \frac{\sigma_{my} + 3\sigma_{My}}{4} = 239,48 \text{KN/cm}^2 \leq 250 \text{KN/m}^2 \dots\dots\dots CV.$$

- Calcul du ferrailage :

- Poids propre de la semelle :

$$P_s = \gamma \times B \times A \times h$$

$$P_{suml} = 25 \times (2,2) (1,8) \times 0,55$$

$$P_{suml} = 54,45 \text{KN}.$$

- Poids de remblai :

$$P_r = 18 (1,8 \times 2,2 - 0,4 \times 0,5) (2 - 0,55)$$

$$P_r = 98,14 \text{KN}.$$

$$N_{ts} = N_s + P_s + P_r$$

$$N_{ts} = 926,88 + 54,45 + 98,14 = 1079,47 \text{KN}.$$

$$N_{tu} = N_u + 1,35(P_s + P_r)$$

$$N_{tu} = 1273,34 + 1,35 (54,45 + 98,14) = 1479,34 \text{KN}.$$

Le ferrailage se calcule avec la méthode de bielles, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tout au long de la semelle.

Sens X-X :

$$\eta = 1,6 \quad ; \quad f_{t28} = 2,1 \text{MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{MPa}.$$

$$N_U' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_U = 1274,73 \text{KN};$$

$$A_{xst} = \frac{N_U' (A - a)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{1274,73 \times 10^3 (1800 - 400)}{8 \times 500 \times 348} = 12,82 \text{ cm}^2.$$

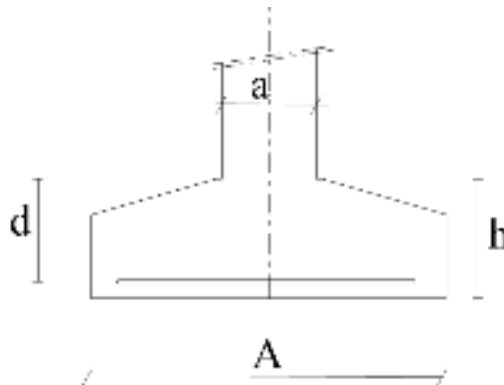


Figure VI.2 : Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens x-x.

Sens Y-Y:

$\eta = 1.6$; $f_{t28} = 2.1 \text{MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{MPa}$.

$$N_U' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_U = 1302,86 \text{KN};$$

$$A_{yst} = \frac{N_U'(B-b)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{1302,86 \times 10^3 (2200 - 500)}{8 \times 500 \times 348} = 15,91 \text{cm}^2.$$

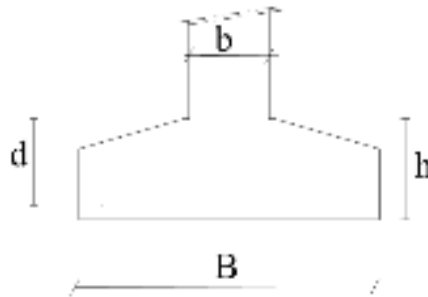


Figure VI.3 : Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens y-y.

- Condition de non fragilité:

Sens X-X :

$$A_{min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 10,86 \text{cm}^2.$$

$$A = \max \{A_{min}; A_{y}\} = 12,82 \text{cm}^2$$

On adopte : $A_s = 9\text{HA}14 = 13,85 \text{cm}^2$

Soit : $S_t = 20 \text{cm}$.

- Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}.$$

- Schéma de ferrailage:

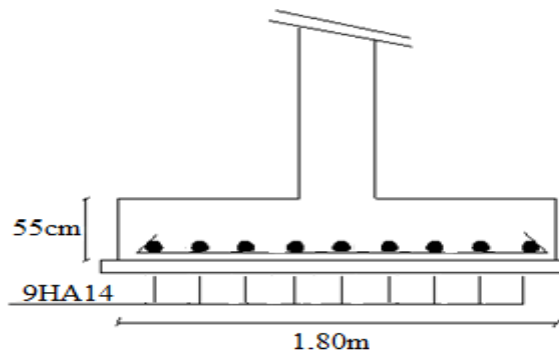


Figure VI.4 : Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens x-x.

Sens Y-Y :

$$A_{min} = 0,23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 13,28 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max \{A_{min}; A_u\} = 15,91 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 11\text{HA}14/\text{ml} = 16,93 \text{ cm}^2$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

- Schema de ferrailage:

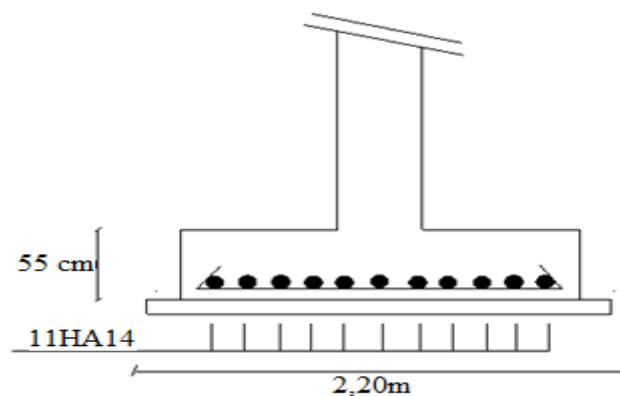


Figure VI.5 : Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens y-y.

- Vérification au poinçonnement:

Selon (BAEL 91 Art A.5.2.4.2 P43), la condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$N_u \leq \bar{N}_u = 0.045 \times P_c \times h \times f_c^{2/3} / \gamma_b$$

Avec : $h = 0,55 \text{ m}$;

Le périmètre utile.

$$P_c = [(a+h+b+h) \times 2] = 4 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = 0.045 \times P_c \times h \times f_c^{2/3} / \gamma_b = 1650 \text{ KN}$$

$$N_u = N_{u0} \times \left(1 - \frac{S_0}{S_t}\right)$$

N_{u0} : Effort maximal tiré sur la semelle

$$S_0 = (a+h) \times (b+h) = 0,26 \text{ m}^2$$

$$S_t = A \times B = 3,96 \text{ m}^2$$

$$N_u = 1189,74 \text{ KN}$$

$$N_u = 1189,74 \text{ KN} < 1650 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{cv}$$

- L'encrage des barres :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad (\text{BAEL91 Art A.6.1.221 P52})$$

Avec :

L_s : Longueur de scellement ;

Ψ_s : coefficient de scellement égale à 1.5 « pour les armatures haute adhérence » ;

τ_s : contrainte d'adhérence. ;

\emptyset : diamètre d'armature.

d'ou

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,825 \text{ MPa.}$$

Donc

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

Alors : $\frac{B}{8} \leq L_s \leq \frac{B}{4}$ → tous les barres doivent être prolonges jusqu' aux extrémités de la semelle, mais ne peuvent pas comporter les crochets.

b) Semelle sous poteau de rive(E1) :

- Condition d'homogénéité :

a = 40 cm, b = 50 cm

A/B=a/b=0,80

On a :

<i>Combinaisons</i>	<i>Effort normal N [kN]</i>	<i>Moment M_x [kN.m]</i>	<i>Moment M_y [kN.m]</i>
<i>1,35G+1,5Q</i>	895,54	8,11	0,82
<i>G+Q</i>	652,07	5,87	0,61
<i>G+Q+E</i>	676,85	17,15	13,09

$0,8G+E$	541,98	4,95	12,97
----------	--------	------	-------

Tableau VI.2: Sollicitations des semelles isolées intermédiaires.

- le pré-dimensionnement :

L'ELS :

$$\sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = \frac{N_s}{A \times B}$$

$$A \times B = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} \times 0,8}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{652,07}{250 \times 0,8}}$$

$$B \geq 1,80m$$

$$A \geq 0,8B \rightarrow A \geq 1,44m$$

L'état accidentelle :

$$\sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = \frac{N_{acc}}{A \times B}$$

$$A \times B = \frac{N_{acc}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{acc}}{\bar{\sigma}_{sol} \times 0,8}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{676,85}{250 \times 0,8}}$$

$$B \geq 1,84m$$

$$A \geq 0,8B \rightarrow A \geq 1,47m$$

Donc finalement on choisit une semelle de **(2,00 m×1,60m)**

- Détermination de "d" et "ht" :

D'après la condition de rigidité (**méthode des bielles**)

$$A - a \geq d \geq \frac{B - b}{4} \Rightarrow 1,60 - 0,40 \geq d \geq \frac{2,00 - 0,50}{4}$$

$$1,20 \geq d \geq 0,375$$

On adopte : **d = 50cm**

D'ou : **h = d + 5 cm → h = 55 cm**

- Vérification des conditions de stabilité :

Selon le (RPA 99/ver2003 Art 10.1.5 P100), on a :

$$e_{0ax} = \frac{M_{ax}}{N_a} = \frac{4,95}{541,98} = 0,009m < \frac{A}{4} = \frac{1,60}{4} = 0,4m \dots\dots\dots CV;$$

$$e_{0ay} = \frac{M_{ay}}{N_a} = \frac{12,97}{541,98} = 0,024m < \frac{B}{4} = \frac{2,00}{4} = 0,5m \dots\dots\dots CV.$$

Selon le BAEL 91, on a : (G+Q)

$$e_{0sx} = \frac{M_{sx}}{N_s} = \frac{5,87}{652,07} = 0,009m < \frac{A}{6} = \frac{1,60}{6} = 0,27m \dots\dots\dots CV;$$

$$e_{0sy} = \frac{M_{sy}}{N_a} = \frac{0,61}{652,07} = 0,0009m < \frac{B}{6} = \frac{2,00}{6} = 0,33m \dots\dots\dots CV.$$

- Vérification des conditions de rigidité :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{Mx} &= \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = \left(1 + \frac{6 \times 0,009}{2}\right) \frac{652,07}{1,6 \times 2} = 209,27 \text{KN/cm}^2 \\ \sigma_{mx} &= \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = \left(1 - \frac{6 \times 0,009}{2}\right) \frac{652,07}{1,6 \times 2} = 198,27 \text{KN/cm}^2 \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{My} &= \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = \left(1 + \frac{6 \times 0,024}{2}\right) \frac{652,07}{1,6 \times 2} = 218,44 \text{KN/cm}^2 \\ \sigma_m &= \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = \left(1 - \frac{6 \times 0,024}{2}\right) \frac{652,07}{1,6 \times 2} = 189,10 \text{KN/cm}^2 \end{aligned} \right\}$$

$$\sigma_{moyx} = \frac{\sigma_{mx} + 3\sigma_{Mx}}{4} = 206,52 \text{KN/cm}^2 \leq 250 \text{KN/m}^2 \dots\dots\dots CV;$$

$$\sigma_{moyy} = \frac{\sigma_{my} + 3\sigma_{My}}{4} = 211,10 \text{KN/cm}^2 \leq 250 \text{KN/m}^2 \dots\dots\dots CV.$$

- Calcul du ferrailage :

– Poids propre de la semelle :

$$P_s = \gamma \times B \times A \times h$$

$$P_{suml} = 25 \times (2) (1,6) \times 0,55$$

$$P_{suml} = 44 \text{ KN}.$$

– Poids de remblai :

$$Pr = 18 (1,6 \times 2 - 0,4 \times 0,5) (2 - 0,55)$$

$$Pr = 78,3 \text{ KN.}$$

$$N_{ts} = N_s + P_s + Pr$$

$$N_{ts} = 652,07 + 44 + 78,3 = 774,37 \text{ KN.}$$

$$N_{tu} = N_u + 1,35(P_s + Pr)$$

$$N_{tu} = 895,54 + 1,35(44 + 78,3) = 1060,65 \text{ KN.}$$

Le ferrailage se calcule avec la méthode de bielles, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tout au long de la semelle.

Sens X-X :

$$\eta = 1.6 \quad ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa.}$$

$$N_U' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_U = 907,63 \text{ KN};$$

$$A_{xst} = \frac{N_U'(A-a)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{907,63 \times 10^3 (1600 - 400)}{8 \times 500 \times 348} = 7,82 \text{ cm}^2.$$

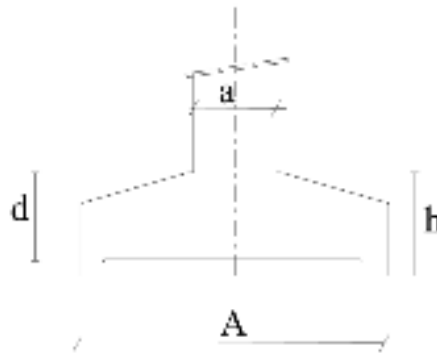


Figure VI.6 : Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens x-x.

Sens Y-Y:

$$\eta = 1.6 \quad ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa.}$$

$$N_U' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_U = 927,78 \text{ KN};$$

$$A_{yst} = \frac{N_U'(B-b)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{927,78 \times 10^3 (2000 - 500)}{8 \times 500 \times 348} = 9,99 \text{ cm}^2.$$

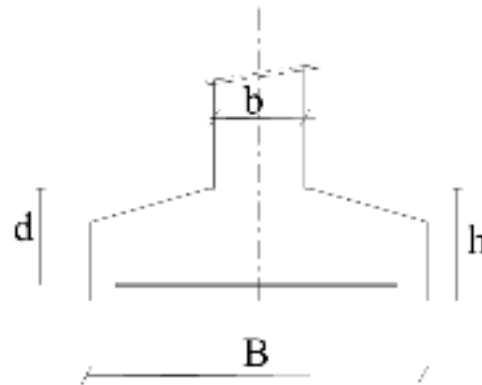


Figure VI.7 : Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens y-y.

- Condition de non fragilité:

Sens X-X :

$$A_{min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 9,66 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max \{A_{min}; A_u\} = 9,66 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 7\text{HA14} = 10,78 \text{ cm}^2$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

- Schéma de ferrailage:

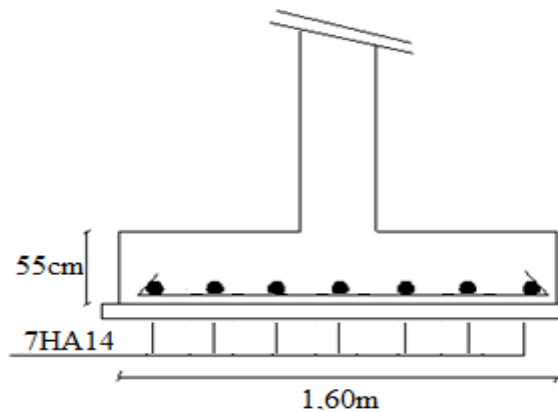


Figure VI.8 : Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens x-x.

Sens Y-Y :

$$A_{min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 12,075 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max \{A_{min}; A_u\} = 12,075 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 8\text{HA14/ml} = 12,32 \text{ cm}^2$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

- Schema de ferrailage:

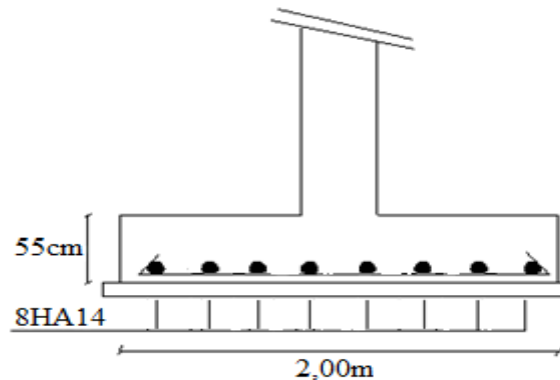


Figure VI.9 : Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens y-y.

- Vérification au poinçonnement:

Selon (BAEL 91 Art A.5.2.4.2 P43) , la condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$N_u \leq \bar{N}_u = 0.045 \times P_c \times h \times f_c / \gamma_b$$

Avec : $h = 0,55 \text{ m}$;

Le périmètre utile.

$$P_c = [(a+h+b+h) \times 2] = 4 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = 0.045 \times P_c \times h \times f_c / \gamma_b = 1650 \text{ KN}$$

$$N_u = N_{u0} \times \left(1 - \frac{S_0}{S_t}\right)$$

N_{u0} : Effort maximal tiré sur la semelle

$$S_0 = (a+h) \times (b+h) = 0,26 \text{ m}^2$$

$$S_t = A \times B = 3,2 \text{ m}^2$$

$$N_u = 822,77 \text{ KN}$$

$$N_u = 822,77 \text{ KN} < 1650 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{cv}$$

- L'encrage des barres :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad (\text{BAEL91 Art A.6.1.221 P52})$$

Avec :

L_s : Longueur de scellement ;

Ψ_s : coefficient de scellement égale à 1.5 « pour les armatures haute adhérence » ;

τ_s : contrainte d'adhérence. ;

ϕ : diamètre d'armature.

d'ou

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,825 \text{ MPa.}$$

Donc

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

Alors : $\frac{B}{8} \leq L_s \leq \frac{B}{4}$ → tous les barres doivent être prolonges jusqu' aux extrémités de la semelle, mais ne peuvent pas comporter les crochets.

c) Semelle sous poteau d'angle(D7) :

- Condition d'homogénéité :

a = 40 cm, b = 50 cm

A/B=a/b=0,80

On a :

Combinaisons	Effort normal N [kN]	Moment M_x [kN.m]	Moment M_y [kN.m]
1,35G+1,5Q	731,10	6,39	5,95
G+Q	636,85	4,59	6,75
G+Q+E	644,51	6,09	9,31
0.8G+E	348,63	1,77	8,35

Tableau VI.3: Sollicitations des semelles isolées intermédiaires.

- le pré-dimensionnement :

L'ELS :

$$\sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{A \times B}$$

$$A \times B = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol} \times 0,8}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{644,51}{250 \times 0,8}}$$

$$B \geq 1,78 \text{ m}$$

$$A \geq 0,8B \rightarrow A \geq 1,42 \text{ m}$$

L'état accidentelle :

$$\sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol} \quad \bar{\sigma}_{sol} = \frac{N_{acc}}{A \times B}$$

$$A \times B = \frac{N_{acc}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{acc}}{\sigma_{sol} \times 0,8}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{644,51}{250 \times 0,8}}$$

$$B \geq 1,79m$$

$$A \geq 0,8B \rightarrow A \geq 1,43m$$

Donc finalement on choisit une semelle de (2,00m×1,60m).

- Détermination de "d" et "ht" :

D'après la condition de rigidité (méthode des bielles)

$$A - a \geq d \geq \frac{B - b}{4} \Rightarrow 1,60 - 0,40 \geq d \geq \frac{2,00 - 0,50}{4}$$

$$1,20 \geq d \geq 0,375$$

On adopte : $d = 50cm$

D'ou : $h = d + 5cm \rightarrow h = 55cm$

- Vérification des conditions de stabilité :

Selon le (RPA 99/ver2003 Art 10.1.5 P100), on a : $\square\square\square\square G + E$

$$e_{0ax} = \frac{M_{ax}}{N_a} = \frac{6,09}{644,51} = 0,009m < \frac{A}{4} = \frac{1,60}{4} = 0,4m \dots\dots\dots cv ;$$

$$e_{0ay} = \frac{M_{ay}}{N_a} = \frac{9,31}{644,51} = 0,014m < \frac{B}{4} = \frac{2,00}{4} = 0,5m \dots\dots\dots cv.$$

Selon le BAEL 91, on a : (G+Q)

$$e_{0sx} = \frac{M_{sx}}{N_s} = \frac{4,59}{636,85} = 0,007m < \frac{A}{6} = \frac{1,60}{6} = 0,27m \dots\dots\dots cv;$$

$$e_{0sy} = \frac{M_{sy}}{N_a} = \frac{6,75}{636,85} = 0,010m < \frac{B}{6} = \frac{2,00}{6} = 0,33m \dots\dots\dots cv.$$

- Vérification des conditions de rigidité :

$$\sigma_{Mx} = \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = \left(1 + \frac{6 \times 0,009}{2}\right) \frac{636,85}{1,6 \times 2} = 204,39KN/cm^2$$

$$\sigma_{mx} = \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A \cdot B} = \left(1 - \frac{6 \times 0,009}{2}\right) \frac{636,85}{1,6 \times 2} = 193,64 \text{KN/cm}^2$$

$$\sigma_{My} = \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A \cdot B} = \left(1 + \frac{6 \times 0,014}{2}\right) \frac{636,85}{1,6 \times 2} = 207,37 \text{KN/cm}^2$$

$$\sigma_m = \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A \cdot B} = \left(1 - \frac{6 \times 0,014}{2}\right) \frac{636,85}{1,6 \times 2} = 190,66 \text{KN/cm}^2$$

$$\sigma_{moyx} = \frac{\sigma_{mx} + 3\sigma_{Mx}}{4} = 201,70 \text{KN/cm}^2 \leq 250 \text{KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV};$$

$$\sigma_{moyy} = \frac{\sigma_{my} + 3\sigma_{My}}{4} = 203,19 \text{KN/cm}^2 \leq 250 \text{KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}.$$

• Calcul du ferrailage :

– Poids propre de la semelle :

$$P_s = \gamma \times B \times A \times h$$

$$P_{\text{suml}} = 25 \times (2) (1,6) \times 0,55$$

$$P_{\text{suml}} = 44 \text{ KN}.$$

– Poids de remblai :

$$P_r = 18 (1,6 \times 2 - 0,4 \times 0,5) (2 - 0,55)$$

$$P_r = 78,3 \text{KN}.$$

$$N_{ts} = N_s + P_s + P_r$$

$$N_{ts} = 636,85 + 44 + 78,3 = 759,15 \text{KN}.$$

$$N_{tu} = N_u + 1,35(P_s + P_r)$$

$$N_{tu} = 731,10 + 1,35(44 + 78,3) = 896,205 \text{KN}.$$

Le ferrailage se calcul avec la méthode de bielles, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tout au long de la semelle.

Sens X-X :

$$\eta = 1,6 \quad ; \quad f_{t28} = 2,1 \text{MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{MPa}.$$

$$N_U' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_U = 740,97 \text{KN};$$

$$A_{xst} = \frac{N_U'(A - a)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{740,97 \times 10^3 (1600 - 400)}{8 \times 500 \times 348} = 6,39 \text{cm}^2.$$

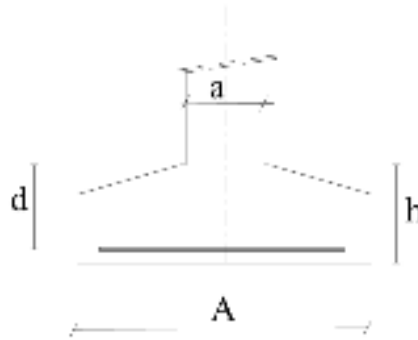


Figure VI.10 : Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens x-x.

Sens Y-Y:

$$\eta = 1.6 \quad ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}.$$

$$N_U' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_U = 746,45 \text{ KN};$$

$$A_{yst} = \frac{N_U'(B-b)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{746,45 \times 10^3 (2000 - 500)}{8 \times 500 \times 348} = 8,04 \text{ cm}^2.$$

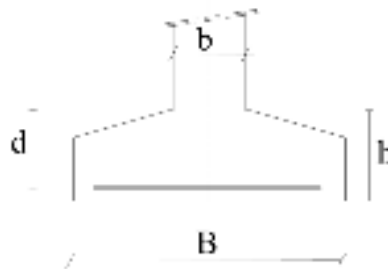


Figure VI.11 : Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens y-y.

- Condition de non fragilité:

Sens X-X :

$$A_{min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 9,66 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max \{A_{min}; A_w\} = 9,66 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 7\text{HA}14 = 10,78 \text{ cm}^2$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV}.$$

- Schéma de ferrailage:

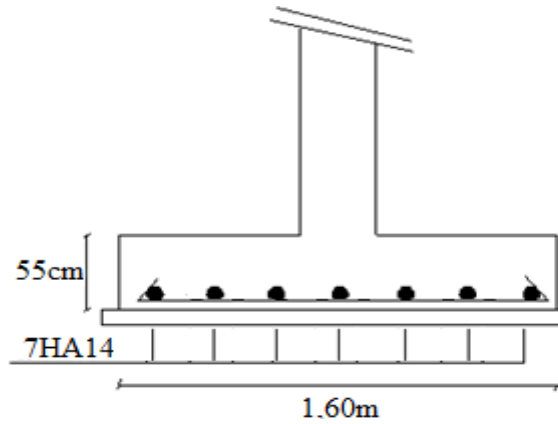


Figure VI.12 : Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens x-x.

Sens Y-Y :

$$A_{min} = 0,23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 12,075 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max \{A_{min}; A_w\} = 12,075 \text{ m}^2$$

On adopte : $A_s = 8HA14/ml = 12,32 \text{ cm}^2$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv.}$$

- Schéma de ferrailage:

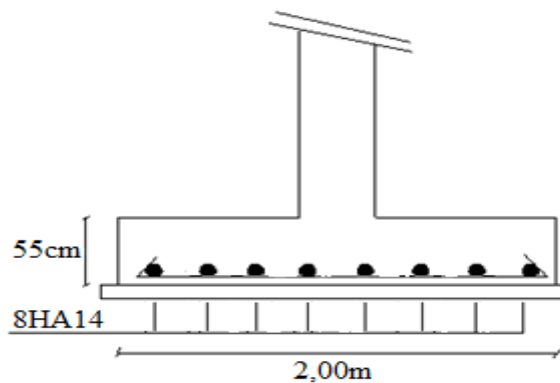


Figure VI.13 : Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens y-y.

- Vérification au poinçonnement:

Selon (BAEL 91 Art A.5.2.4.2 P43) , la condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$Nu \leq \bar{N}_u = 0.045 \times Pc \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec : $h = 0,55 \text{ m}$;

Le périmètre utile.

$$P_c = [(a+h+b+h) \times 2] = 4m$$

$$N_{\bar{u}} = 0.045 \times P_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 1650KN$$

$$N_u = N_{u0} \times \left(1 - \frac{S_0}{S_t}\right)$$

N_{u0} : Effort maximal tiré sur la semelle

$$S_0 = (a+h) \times (b+h) = 0,26m^2$$

$$S_t = A \times B = 3,2m^2$$

$$N_u = 671,69KN$$

$$N_u = 671,69KN < 1650KN \dots \dots \dots cv.$$

- L'encrage des barres :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad (\text{BAEL91 Art A.6.1.221 P52})$$

Avec :

L_s : Longueur de scellement ;

Ψ_s : coefficient de scellement égale à 1.5 « pour les armatures haute adhérence » ;

τ_s : contrainte d'adhérence. ;

\emptyset : diamètre d'armature.

d'ou

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,825MPa.$$

Donc

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38cm$$

Alors : $\frac{B}{8} \leq L_s \leq \frac{B}{4}$ → tous les barres doivent être prolonges jusqu' aux extrémités de la semelle, mais ne peuvent pas comporter les crochets.

VI.3.2.Calcul de la semelle filante (voile 1) :

- Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 20 cm :

Avec $L=3,35m$.

<i>Combinaisons</i>	<i>Effort normal N [kN]</i>	<i>Moment M_x [kN.m]</i>	<i>Moment M_y [kN.m]</i>
<i>1,35G+1,5Q</i>	<i>526,11</i>	<i>40,34</i>	<i>0,07</i>
<i>G+Q</i>	<i>348,52</i>	<i>2,57</i>	<i>0,05</i>
<i>G+Q+E</i>	<i>582,15</i>	<i>3,50</i>	<i>2,40</i>
<i>0.8G+E</i>	<i>316,97</i>	<i>3,58</i>	<i>2,40</i>

Tableau VI.4 : Sollicitations des semelles filantes.

- **Calcul des sollicitations :**

Les sollicitations totales résultantes sont :

$$N_u = \frac{N}{L} = \frac{526,11}{3,35} = 157,05 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{M}{L} = \frac{40,34}{3,35} = 12,04 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{ser} = \frac{N}{L} = \frac{348,52}{3,35} = 104,04 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{M}{L} = \frac{2,57}{3,35} = 0,77 \text{ KN.m/ml}$$

Vérification :

$$\frac{N_{ser}}{\sigma_{ser}} = 0,416 \text{ m}^2 < \frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = 0,418 \text{ m}^2$$

Donc le pré-dimensionnement se fera à l'ELU

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{12,04}{157,05} = 0,076 \text{ m}$$

Il est vraisemblablement que :

$$e_0 \leq \frac{A}{6} \Rightarrow A \geq 6e_0 = 0,446 \text{ m}$$

En prenant pour débiter : **A = 1 m**

Il faut que :

$$A \geq \left(1 + \frac{3e_0}{A}\right) \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \left(1 + \frac{3 \times 0,076}{1}\right) \frac{157,05}{250} = 0,77 \text{ m}$$

Donc on adopte : **A = 1,50 m**

$$B = 1,5 \text{ m} \Rightarrow \sigma = \left(1 + \frac{3e_0}{A}\right) \frac{Nu}{A \times B} = \left(1 + \frac{3 \times 0,076}{1,5}\right) \frac{157,05}{1,5 \times 1} = 120,61 \text{ KN/m}^2$$

$$120,61 \text{KN/m}^2 < 250 \text{KN/m}^2 \dots\dots\dots CV$$

$$d \geq \frac{A-a}{4} \Rightarrow d = 0,40 \text{cm} \quad \text{et} \quad h = d + 5m = 45 \text{cm}$$

- **Le ferrailage:**

La section d'armature principale par unité de longueur vaut :

$$A_s = \frac{Nu}{8 \times d \times \sigma_s} \left(1 + \frac{3 \times e_{0u}}{A} \right) (A - a) = \frac{157,05 \times 10^3}{8 \times 400 \times 348} \left(1 + \frac{3 \times 76}{1,5} \right) (1,5 - 0,40) = 1,78 \text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 0,23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 7,245 \text{cm}^2$$

$$A = \max \{A_{min}; A_u\} = 7,245 \text{cm}^2$$

On adopte : $A_s = 7HA12 = 7,92 \text{cm}^2$.

Soit : $S_t = 20 \text{cm}$.

- **Vérification de l'espacement :**

$$S_t = 20 \text{cm} \leq \min(3h, 33 \text{cm}) = 33 \text{cm} \dots\dots\dots cv.$$

- **Les armatures de répartition :**

$$A_{rep} = \frac{A}{4} \times B = \frac{7,92}{4} \times 1,5 = 2,97 \text{cm}^2$$

Soit : $A_s = 4HA12/ml = 4,52 \text{cm}^2/ml$

Soit : $S_t = 20 \text{cm}$.

- **Vérification de l'espacement :**

$$S_t = 20 \text{cm} \leq \min(3h, 33 \text{cm}) = 33 \text{cm} \dots\dots\dots cv.$$

- **Schéma de ferrailage:**

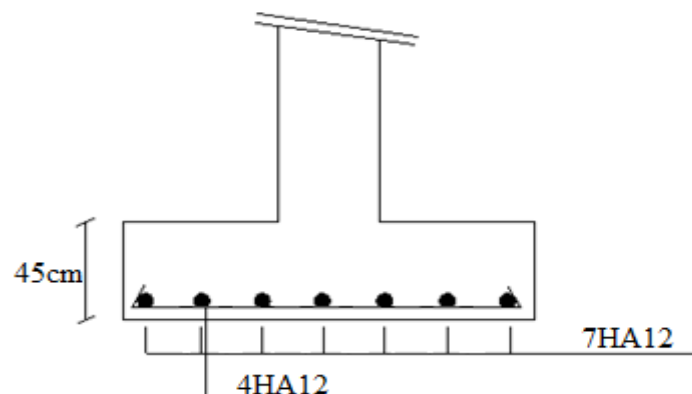


Figure VI.14: Ferrailage de semelle filante.

VI.3.4 Semelle jumelée (E3 –E4) :

VI.3.4.1. Calcul de la semelle jumelée:

- Condition d'homogénéité :

$$a_1 = a_2 = 40 \text{ cm}, b = 50 \text{ cm}, e = 2,45 \text{ m}$$

$$B/A = b/a' = 0,154$$

Combinaisons	Effort normal N [kN]	Moment M_x [kN.m]	Moment M_y [kN.m]
$1,35G+1,5Q$	898,69	1,21	4,11
$G+Q$	654,13	2,72	3,01
$G+Q+E$	633,79	2,84	2,21
$0.8G+E$	544,30	2,24	2,48

Tableau VI.5: Sollicitations des semelles isolées intermédiaires.

- le pré-dimensionnement :

à l'ELS :

$$\sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = \frac{N_s}{A \times B}$$

$$A \times B = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

On pose : $a' = (a_1 + a_2 + e)$

$$\text{Donc : } \alpha = \frac{b}{a'} = \frac{0,5}{0,4 + 0,4 + 2,45} = 0,154$$

$$A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} \times \alpha}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{654,13}{250 \times 0,154}}$$

$$A \geq 4,12 \text{ m}$$

$$B > 0,154A$$

Donc finalement on choisit une semelle de (4,50m×1,50m).

- Détermination de "d" et "ht" :

D'après la condition de rigidité (**méthode des bielles**)

$$B - b \geq d \geq \frac{A - a}{4} \Rightarrow 1,50 - 0,50 \geq d \geq \frac{4,50 - 3,25}{4}$$

$$1,00 \geq d \geq \frac{4,50 - 3,25}{4}$$

On adopte : $d = 40\text{cm}$

D'où : $h = d + 5\text{ cm} \rightarrow h = 45\text{ cm}$

- **Vérification des conditions de stabilité :**

Selon le (*RPA 99/ver2003 Art 10.1.5 P100*), on a : ($G + E$)

$$e_{0ax} = \frac{M_{ax}}{N_a} = \frac{2,84}{633,79} = 0,0045\text{m} < \frac{A}{4} = \frac{4,50}{4} = 1,125\text{m} \dots\dots\dots CV$$

;

$$e_{0ay} = \frac{M_{ay}}{N_a} = \frac{2,21}{633,79} = 0,0035\text{m} < \frac{B}{4} = \frac{1,50}{4} = 0,375\text{m} \dots\dots\dots CV.$$

Selon le **BAEL 91**, on a : ($G + Q$)

$$e_{0sx} = \frac{M_{sx}}{N_s} = \frac{2,72}{654,13} = 0,0042\text{m} < \frac{A}{6} = \frac{4,50}{6} = 0,75\text{m} \dots\dots\dots CV;$$

$$e_{0sy} = \frac{M_{sy}}{N_a} = \frac{4,11}{654,13} = 0,0063\text{m} < \frac{B}{6} = \frac{1,50}{6} = 0,25\text{m} \dots\dots\dots CV.$$

- **Vérification des conditions de rigidité :**

$$\sigma_{Mx} = \left(1 + \frac{6e_0}{A}\right) \frac{N_a}{A.B} = \left(1 + \frac{6 \times 0,0045}{4,5}\right) \frac{633,79}{4,5 \times 1,5} = 94,46\text{KN/cm}^2 \left. \vphantom{\sigma_{Mx}} \right\}$$

$$\sigma_{Mx} = \left(1 - \frac{6e_0}{A}\right) \frac{N_a}{A.B} = \left(1 - \frac{6 \times 0,0045}{4,5}\right) \frac{633,79}{4,5 \times 1,5} = 93,33\text{KN/cm}^2 \left. \vphantom{\sigma_{Mx}} \right\}$$

$$\sigma_{My} = \left(1 + \frac{6e_0}{A}\right) \frac{N_a}{A.B} = \left(1 + \frac{6 \times 0,0035}{4,5}\right) \frac{633,79}{4,5 \times 1,5} = 94,33\text{KN/cm}^2 \left. \vphantom{\sigma_{My}} \right\}$$

$$\sigma_{My} = \left(1 - \frac{6e_0}{A}\right) \frac{N_a}{A.B} = \left(1 - \frac{6 \times 0,0035}{4,5}\right) \frac{633,79}{4,5 \times 1,5} = 93,45\text{KN/cm}^2 \left. \vphantom{\sigma_{My}} \right\}$$

$$\sigma_{moyx} = \frac{\sigma_{mx} + 3\sigma_{Mx}}{4} = 94,18\text{KN/cm}^2 \leq 250\text{KN/m}^2 \dots\dots\dots CV.$$

$$\sigma_{moyy} = \frac{\sigma_{my} + 3\sigma_{My}}{4} = 94,11\text{KN/cm}^2 \leq 250\text{KN/m}^2 \dots\dots\dots CV.$$

- Calcul du ferrailage :

- Poids propre de la semelle :

$$P_s = \gamma \times B \times A \times h$$

$$P_{\text{suml}} = 25 \times (1,5) (4,5) \times 0,45$$

$$P_{\text{suml}} = 75,94 \text{KN.}$$

- Poids de remblai :

$$Pr = 18 (4,5 \times 1,5 - 3,25 \times 0,5) (2 - 0,45)$$

$$Pr = 142,98 \text{KN.}$$

$$N_{ts} = N_s + P_s + Pr$$

$$N_{ts} = 654,13 + 75,94 + 142,98 = 873,05 \text{KN.}$$

$$N_{tu} = N_u + 1,35(P_s + Pr)$$

$$N_{tu} = 898,69 + 1,35 (75,94 + 142,98) = 1194,23 \text{KN.}$$

Le ferrailage se calcule avec la méthode de bielles, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tout au long de la semelle.

Sens X-X :

$$\eta = 1,6 \quad ; \quad f_{t28} = 2,1 \text{MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{MPa.}$$

$$N_U' = \left(1 + \frac{3e_0}{A}\right) N_U = 901,38 \text{KN};$$

$$A_{xst} = \frac{N_U' (A - a)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{901,38 \times 10^3 (4500 - 325)}{8 \times 400 \times 348} = 33,79 \text{cm}^2.$$

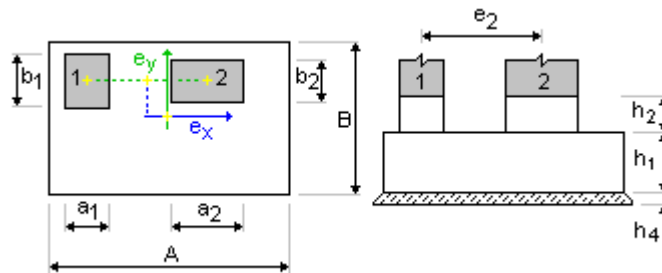


Figure VI.15 :.Dimensionnement d'une semelle filante e dans le sens x-x.

Sens Y-Y:

$$\eta = 1,6 \quad ; \quad f_{t28} = 2,1 \text{MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{MPa.}$$

$$N_U' = \left(1 + \frac{3e_0}{A}\right) N_U = 900,78 \text{KN};$$

$$A_{yst} = \frac{N_U' (B - b)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{900,78 \times 10^3 (1500 - 500)}{8 \times 400 \times 348} = 8,09 \text{cm}^2.$$

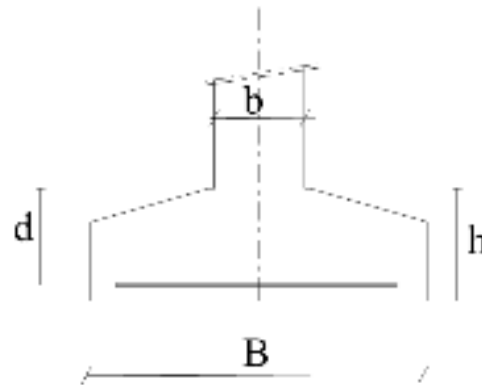


Figure VI.16 : Dimensionnement d'une semelle filante dans le sens y-y.

- Condition de non fragilité:

Sens X-X :

$$A_{min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 21,735 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max \{A_{min}; A_w\} = 8,08 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 11 \text{ HA}20 = 34,56 \text{ cm}^2$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- Schéma de ferrailage:

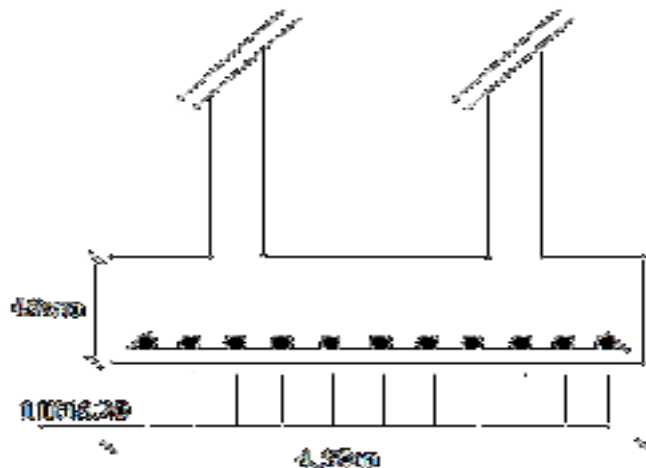


Figure VI.17 : Ferrailage de la semelle filante dans le sens x-x.

Sens Y-Y :

$$A_{min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 7,245 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max \{A_{min}; A_w\} = 8,09 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s=7HA14/ml= 10,78cm^2$

Soit : $S_t=20cm$.

- Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots CV$$

- Schema de ferrailage:

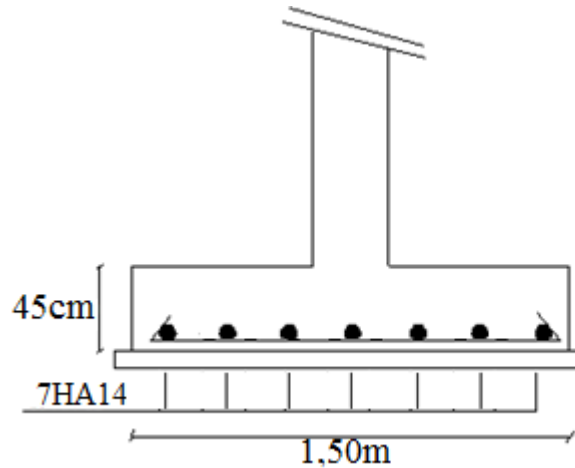


Figure VI.18 : Ferrailage de la semelle jumelé dans le sens y-y.

- Vérification au poinçonnement:

Selon (BAEL 91 Art A.5.2.4.2 P43) , la condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$Nu \leq \bar{N}_u = 0.045 \times Pc \times h \times fc28 / \gamma_b$$

Avec : $h=0,45m$;

Le périmètre utile.

$$Pc = [(a+h+b+h) \times 2] = 9,3m$$

$$\bar{N}_u = 0.045 \times Pc \times h \times fc28 / \gamma_b = 3138, 75KN$$

$$Nu = N_{u0} \times (1 - \frac{S_0}{S_t})$$

N_{u0} : Effort maximal tiré sur la semelle

$$S_0 = (a+h) \times (b+h) = 3,515m^2$$

$$S_t = A \times B = 6,75m^2$$

$$Nu = 430,70KN$$

$$N_u = 430,70KN < 3138, 75KN \dots \dots \dots CV.$$

- L'encrage des barres :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad (BAEL91 Art A.6.1.221 P52)$$

Avec :

L_s : Longueur de scellement ;

Ψ_s : coefficient de scellement égale à 1.5 « pour les armatures haute adhérence » ;

τ_s : contrainte d'adhérence. ;

\emptyset : diamètre d'armature.

d'ou

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,825 \text{MPa.}$$

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 70,55 \text{cm}$$

Alors : $\frac{A}{8} \leq L_s \leq \frac{A}{4} \rightarrow$ tous les barres doivent être prolonges jusqu' aux extrémités

VI.4. Les longrines :

VI.4.1. Introduction :

Afin d'augmenter la rigidité de la structure au niveau des fondations, il faut enchaîner l'ensemble des semelles rigides conformément aux instructions du RPA 99 ;

Les longrines seront calculées comme des tirants travaillent à la traction.

VI.4.2. Pré-dimensionnement :

Les longrines doivent être calculées pour résister à La traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha}$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : C'est le coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie site considérée.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines dans notre cas sont :

$$\text{Site de catégorie S2} \rightarrow S=(b \times h)=(25 \times 30) \text{ cm}^2.$$

VI.4.3. Le ferrailage :

Le ferrailage minimum doit être de **0,6%** de la section avec des cadres d'ou l'espacement est inférieur à la **min (20 cm, 15 \emptyset)**.

$$A_s = 0,6\% B = (0,6 / 100) (25 \times 30) = 4,5 \text{cm}^2$$

$F = \frac{N_{max}}{\alpha} = 1808,64 \text{ KN}$
$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = 5,19 \text{ cm}^2$
$A_{min}(RPA) = 0.006 \times 30 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$
<i>Soit : $A_s = 6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2$</i>

Tableau VI.5: Ferrailage des longrines.

• **L'espace des cadres :**

$St \leq \min (20\text{cm}, 15\varnothing) \quad St \leq \min (20\text{cm}, 15 \times 1,2)$

$St \leq \min (20\text{cm}, 18\text{cm})$

On adopte: **St = 15cm**

• **Les armatures transversales :**

On choisit forfaitairement : **$\varnothing_t = 6\text{mm}$** .

$A_s = 1,5\text{cm}$

• **Condition des armatures transversales :**

$\varnothing_t \geq 1/3 \varnothing_l \geq 1/3 \times 12$

$6 \text{ mm} \geq 4 \text{ mm} \dots\dots\dots cv$

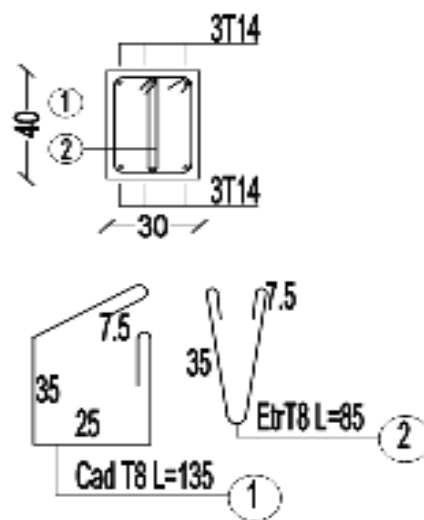


Figure VI.19 : Ferrailage des longrines.

REMERCIEMENTS

Avant tout, nous remercions ALLAH le tout puissant de nous avoir donné le courage, le dessein et la santé pour terminer ce travail.

*Une mention particulière va à nos chers **parents**.*

Nous adressons notre remerciement et notre reconnaissance à tous nos enseignants, en particulier notre directeur de mémoire M. LEKOUARA Laid de nous avoir dirigé et nous a témoigné de sa confiance et son encadrement et formation scientifique. Nous remercions l'ensemble des membres du jury, pour l'intérêt qu'ils porté à ce travail, en acceptant de faire partie du jury pour l'examiner.

Nous exprimons particulièrement toute notre gratitude à nos familles, nos collègues du post graduation et nos amies qui nous ont beaucoup soutenues et encouragé

LISTE DES FIGURES

Chapitre I

Figure I.1 : Schema presente le module de deformation transversale	7
Figure I.2 : Diagramme contraintes déformation de l'acier	9
Figure I.3 : Diagramme de déformation limite de la section	10
Figure I.4:Diagramme parabole-rectangle des contraintes-Déformations du béton.	

Chapitre II

Figure II.1 : caractéristiques géométriques de la nervure.	17
Figure II.2 : Dimension d'un panneau de dalle.	19
Figure II.3 : Coupe de voile en élévation.	21
Figure II.4 : détail de l'acrotère.	23
Figure II.5:Détail plancher terrasse.	24
Figure II.6 : Détail plancher étage courant.	24
Figure II.7 : Détail mur extérieur.	25
Figure II.8 : Détail mur intérieur.	25
Figure II.9: Schéma explicatif de loi de dégression.	27
Figure II.10: Schéma explicatif des niveaux de la structure.	28
Figure II.11: surface du poteau central.	28
Figure II.12: surface du poteau de rive.	30
Figure II.13: surface du poteau d'angle.	33

Chapitre III

Figure III.1 : Principe et dimensions de l'acrotère.	38
Figure III.2 : Ferrailage de l'acrotère.	41
Figure III.3: Schéma statique et surcharges sur balcon.	42
Figure III.4: Position des armatures structurelles du balcon.	43
Figure III.5 : Schéma de ferrailage de balcon.	44
Figure III.6 : Plancher a corps creux.	45
Figure III.7 : Diagramme des Moments et de l'effort tranchant.	51
Figure III.8 : Diagramme des Moments et de l'effort tranchant.	54
Figure III.9 : Diagramme de moments a l'ELU de nervure type 3 plancher terrasse.	58
Figure III.10 : Diagramme de l'effort tranchant a l'ELU de nervure type 3 plancher terrasse.	59
Figure III.11 : Diagramme de moments a l'ELS de nervure type 3 plancher terrasse.	60
Figure III.12 : Diagramme de l'effort tranchant a l'ELS de nervure type 3 plancher terrasse.	61
Figure III.13 : Schéma de ferrailage des nervures de plancher terrasse.	65

<i>Figure III.14 : Diagramme des Moments et de l'effort tranchant.</i>	68
<i>Figure III.15 : Diagramme des Moments et de l'effort tranchant.</i>	72
<i>Figure III.16 : Diagramme de moments a l'ELU de nervure type 3 plancher étage.</i>	76
<i>Figure III.17 : Diagramme de l'effort tranchants a l'ELU de nervure type 3 plancher étage.</i>	77
<i>Figure III.18 : Diagramme de moments a l'ELS de nervure type 3 plancher étage.</i>	79
<i>Figure III.19:Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU de nervure type 3 plancher étage</i>	79
<i>Figure III.20 : Schéma de ferrailage des nervures plancher étage.</i>	83
<i>Figure III.21 : Schéma d'escalier.</i>	84
<i>Figure III.22 : Vue en pland'escalier.</i>	84
<i>Figure III.23 : Schéma statique des escaliers.</i>	84
<i>Figure III.24 :Position des armatures structurelles du palier.</i>	85
<i>Figure III.25 : Chargement des escaliers a L'ELU.</i>	85
<i>Figure III.26 : Diagramme du moment fléchissant a l'ELU.</i>	87
<i>Figure III.27 : Diagramme des efforts tranchants a l'ELU.</i>	87
<i>Figure III.28 : Chargement des escaliers a L'ELS.</i>	87
<i>Figure III.29 : Diagramme du moment fléchissant a l'ELS.</i>	89
<i>Figure III.30 : Diagramme des efforts tranchants a l'ELS.</i>	89
<i>Figure III.31 : Schéma statique et chargement des escaliers.</i>	90
<i>Figure III.32 : Schéma de ferrailage des escaliers.</i>	94
<i>Figure III.33 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.</i>	99

Chapitre IV

<i>Figure IV.1 : Spectre de repense.</i>	105
<i>Figure IV.2 : Position des voiles.</i>	106
<i>Figure IV.3 : MODE 1 XY.</i>	110
<i>Figure IV.4 : MODE 1 3D.</i>	110
<i>Figure IV.5 : MODE 2 XY.</i>	110
<i>Figure IV.6: MODE 2 3D.</i>	111
<i>Figure IV.7 : MODE 3 XY.</i>	111
<i>Figure IV.8 : MODE 3 3D.</i>	111

Chapitre V

<i>Figure V.1 : diagramme des moments portique d'axe 2</i>	119
<i>Figure V.2 : Ferrailage de poutre principale (terrasse et etage)</i>	127
<i>Figure V.3 : Ferrailage de poutre secondaire (terrasse et etage).</i>	128
<i>Figure V.4 : Ferrailage de poteau</i>	136
<i>Figure V.5 : Schema de ferrailage de voile.</i>	142

Chapitre VI

<i>Figure VI.1 : schéma de l'infrastructure.</i>	<i>144</i>
<i>Figure VI.2 : Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens x-x.</i>	<i>148</i>
<i>Figure VI.3 : Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens y-y.</i>	<i>148</i>
<i>Figure VI.4 : Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens x-x.....</i>	<i>149</i>
<i>Figure VI.5 : Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens y-y.....</i>	<i>149</i>
<i>Figure VI.6 : Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens x-x.</i>	<i>153</i>
<i>Figure VI.7 : Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens y-y.</i>	<i>154</i>
<i>Figure VI.8 : Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens x-x.....</i>	<i>154</i>
<i>Figure VI.9 : Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens y-y.....</i>	<i>155</i>
<i>Figure VI.10 : Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens x-x.</i>	<i>159</i>
<i>Figure VI.11 : Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens y-y.</i>	<i>159</i>
<i>Figure VI.12 : Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens x-x.....</i>	<i>160</i>
<i>Figure VI.13 : Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens y-y.....</i>	<i>160</i>
<i>Figure VI.14: Ferrailage de semelle filante.</i>	<i>163</i>
<i>Figure VI.15 :.Dimensionnement d'une semelle jumelée dans le sens x-x.</i>	<i>166</i>
<i>Figure VI.16 : Dimensionnement d'une semelle jumelée dans le sens y-y.</i>	<i>166</i>
<i>Figure VI.17 : Ferrailage de la semelle jumelée dans le sens x-x.....</i>	<i>167</i>
<i>Figure VI.18 : Ferrailage de la semelle jumelée dans le sens y-y.....</i>	<i>168</i>
<i>Figure VI.19 : Ferrailage des longrines.</i>	<i>170</i>

LISTE DES SYMBOLES

f_{cj} : résistance en compression à j jour du béton.

f_{tj} : résistance à la traction à j jour du béton.

E_{ij} : module de déformation longitudinale du béton.

E_{vj} : module de déformation différé du béton.

G : Module de déformation transversale.

ν : Coefficient de poisson.

f_{bu} : résistance conventionnelle ultime à la compression.

ξ_{bc} : déformation unitaire du béton.

σ_{bc} : contrainte de compression dans le béton,

γ : est un coefficient de sécurité.

θ : est un coefficient en fonction de la durée d'application de l'action considérée.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton en compression.

$\bar{\tau}_u$: Contraintes limites de cisaillement.

f_{su} : résistance caractéristique ultime de l'acier.

$\bar{\sigma}_s$: contrainte admissible d'acier.

f_e : limite d'élasticité des aciers utilisés

η : coefficient de fissuration

N_u : est l'effort normal ultime

B_r : est la section de béton réduite du béton

λ : l'élancement de l'élément poteau.

\bar{f} : la flèche admissible.

F_p : l'action sismique horizontale.

L_f : longueur de flambement.

e_0 : est l'excentricité de premier ordre, avant application des excentricités additionnelles.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales après l'exécution.

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre lié, à la déformation de la structure.

φ : le rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation initiale instantané sous, la charge considérée, ce rapport est généralement pris égal à 2.

μ_{bu} : moment réduit.

A_s : section d'armature comprimée

A'_s : section d'armature tendue.

St : espacement des armatures.

A_r : section d'armature de répartition.

M_0 : moment fléchissant dans la travée.

M_t : Le moment maximal en travée dans la travée considérée.

M_w : La valeur absolue du moment sur appui de gauche dans la travée considéré.

M_e : La valeur absolue du moment sur appui de droite dans la travée considéré.

M_{ut} : moment capable de la table de compression.
 A_{min} : section minimale d'armature.
 \varnothing_t : Diamètre d'armature transversale.
 f_{pi} : Flèche instantané due à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportées par l'élément considéré.
 f_{gv} : La flèche différée dues à l'ensemble des charges permanentes.
 f_{gi} : La flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes.
 f_{ji} : Flèche instantanée due à charges permanentes appliquées au moment de la mis en œuvre des revêtements et cloisons.
 Y : position de l'axe neutre.
 I_0 : moment d'inertie de la section totale rendue homogène.
 M_g : Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes.
 M_j : Le moment dû aux charges permanentes appliquées à la mise en œuvre de revêtements.
 M_p : Le moment dû à l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation.
 T_u : Le moment de torsion ultime.
 α : Le diamètre du grand cercle inscrit dans le contour extérieur de la section.
 Ω : L'aire du contour tracé à mi- épaisseur des parois.
 T_k : le période du mode K.
 N : le nombre de niveau au-dessus du sol.
 G : centre de gravité.
 R : centre e rigidité.
 V : effort tranchant.
 M_R : moment de renversement.
 δ_k : Les déplacements horizontaux absolus.
 Δ_k : les déplacements relatifs.
 R : Coefficient de comportement.
 Q : facteur de qualité.
 η : facteur de correction d'amortissement.
 C_T : coefficient, fonction du système de contreventement.
 A_t : section d'armature minimale.
 τ_{se} : la contrainte d'adhérence d'entraînement.
 λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.
 M_{uf} : moment fictif.
 A'_{sf} : section d'armature fictive .
 Y_{ser} : la distance entre le centre de pression à l'axe neutre de la fibre supérieure de la section la plus comprimé.

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENT	I
DEDICACE	II
DEDICACE	III
TABLE DES MATIERS	IV
LISTE DES SYMBOLE	V
LISTE DES FIGURES	VI
LISTE DES TABLEAUX	VII
RESUME	VIII
INTRODUCTION GENERALE	I

Chapitre I

I.1. Présentation de l'ouvrage :	2
I.1.1. Introduction :	2
I.1.2. Dimensions du bâtiment :	2
I.1.2.1. Dimension en élévation :	2
I.1.2.2. Dimension en plan :	2
I.1.3 Données du site :	2
I.1.4. Présentation des RPA 99 / Version 2003 :	2
I.1.5. Présentation des règles CBA (93) :	3
I.1.5.1. Domaine d'application :	3
I.1.5.2. Principe des justifications :	3
I.1.5.3. Définition des états- limites :	3
a- Etat limite ultime ELU :	3
b- Etats limite de service ELS :	3
I.1.5.4. Actions :	3
I.1.5.5. Sollicitations de calcul :	4
I.1.6. Les logicielles utilisées :	4
I.1.7. Définition des éléments de l'ouvrage :	4
a- Planchers :	4
b- Les escaliers :	5
c- Maçonnerie :	5
d- Revêtement :	5
I.2. Caractéristiques des matériaux :	5
I.2.1. Le Béton :	5
I.2.1.1. Définition :	5
I.2.1.2. Dosage du béton :	5
I.2.1.3. Résistances mécaniques du béton :	6
I.2.1.3.1. Résistance à la compression f_{cj} :	6
I.2.1.3.2. Résistance à la traction f_{tj} :	6
I.2.1.3.3. Résistance minimale du béton :	6
I.2.1.3.4. Déformations longitudinales du béton :	6
I.2.1.3.5. Coefficient de poisson ν :	7

1.2.1.4. Propriétés du béton :	7
1.2.1.4.1. L'état frais:	7
a- Consistance:	7
b- Maniabilité :	7
c- Masse volumique(ρ) :	7
d- Degrés de compactage(D_c) :	8
e- Volume d'air entraîné:	8
1.2.1.4.2. Etat durci:	8
a- Masse volumique:	8
b- Perméabilité:	8
c- Gélivité:	8
d- Conductivité thermique:	8
1.2.2. Acier :	8
1.2.2.1. Définition :	8
1.2.2.2. Caractéristiques mécaniques:	9
1.2.2.3. Contrainte limite :	9
1.2.2.4. Justification des sections soumises à des sollicitations normales :	10
1.2.2.4.1. Définition :	10
a- Etat limite ultime de résistance (ELU) :	10
Hypothèses de calcul :	10
Diagramme des déformations limites de la section (Règle des trois pivots)	10
Contrainte ultime du béton :	11
Contrainte ultime de cisaillement :	12
b- État limite de service (ELS) :	12
Hypothèses de calcul :	12

Chapitre II

II.1. Introduction :	17
II.2. Pré dimensionnement :	17
II.2.1. Pré dimensionnement des planchers :	17
II.2.1. Planchers à corps creux :	17
II.2.1.1. Condition de flèche :	17
II.2.1.2. Les caractéristiques géométriques des nervures :	17
II.2.2.2. La dalle pleine :	18
a- Résistance au feu :	18
b- Isolation thermique :	18
c- Résistance à la flexion:	18
II.2.3. Les poteaux :	19
II.2.4. Les poutres:	19
a- Les poutres principales :	19
b- Les poutres secondaires chainages:	20
c- La poutre palière :	20
II.2.5. Les voiles :	21
II.2.5. Les escaliers :	22

II.2.6. L'acrotère :	23
II.3. Poids volumiques des matériaux:	23
II.4. Evaluation des charges et surcharges :	24
II.4.1 Plancher terrasse + Etage + RDC (Corps creux) :	24
II.4.2. Mur extérieur :	25
II.4.3. Mur intérieur :	25
II.4.4. Les escaliers :	26
II.4.5. La dalle pleine (balcon) :	26
II.4.6: L'acrotère :	27
II.5. La descente des charges :	27
II.6. La loi de dégression des charges:	27
II.7. Calcul de N_u max :	28
II.7.1. Détermination du chargement :	28
a- Poteau central (B-2) :	28
b- Poteau de rive (B-7) :	30
c- Poteau d'angle (F-1) :	33
II.8. Vérification de la section des poteaux:	35
II.9. Conclusion :	37

Chapitre III

III.1. L'acrotère :	38
III.1.1. Définition :	38
III.1.2. Calcul des sollicitations:	38
III.1.3. Ferrailage à l'E.L.U:	39
III.1.4. Vérification à l'E.L.S :	40
III.1.5. Vérification des contraintes :	41
III.1.6. Vérification au cisaillement:	41
III.1.7. Schéma de ferrailage:	41
III.2. Les balcons:	42
III.2.1. Evaluation des charges:	42
III.2.2. Combinaison des charges:	42
III.2.3. Ferrailage:	42
III.2.4. Vérification des contraintes:	43
III.2.5. Vérification au cisaillement:	44
III.2.6. Vérification de la flèche:	44
III.2.7. Schéma de ferrailage :	44
III.3. Les planchers.....	45
III.3.1. Introduction :	45
III.3.2. Méthode de calcul :	45
III.3.2.1. Méthode forfaitaire :	45
III.3.2.1.1. Conditions d'application :	45
III.3.2.2. la méthode de CAQUOT	46
III.3.2.2.1. Principe de la méthode :	46

III.3.2.2.2. Conditions d'application :	46
III.3.3. Les types des nervures :	47
III.3.4. Calcul des planchers :	48
III.3.4.1. Plancher Terrasse:	48
III.3.4.1.1. Evaluation des charges :	48
III.3.4.1.2. Combinaison de charges :	48
III.3.4.1.3. Calcul des sollicitations :	49
III.3.4.1.4. Les valeurs max :	61
III.3.4.1.5. Calcul de ferrailage :	61
III.3.4.1.6. Vérifications a E L S:	62
III.3.4.1.7. Vérification de la flèche:	64
III.3.4.1.8. Schéma de ferrailage :	64
III.3.4.2. Planchers étages courants :	65
III.3.4.2.1. Evaluation des charges :	65
III.3.4.2.2. Combinaison de charges :	65
III.3.4.2.3. Calcul des sollicitations :	65
III.3.4.2.4. Calcul des sollicitations :	73
III.3.4.2.5. Calcul de ferrailage :	79
III.3.4.2.6. Vérifications a E L S:	81
III.3.4.2.7. Vérification de la flèche:	82
III.3.4.2.8. Schéma de ferrailage :	84
III.4. Les escaliers:	84
III.4.1. Introduction :	84
III.4.2. Calcul des escaliers d'étages + RDC :	85
III.4.3. Calcul des sollicitations:	85
III.4.3.1. Ferrailage à E.L.U :	90
III.4.3.1.1. Ferrailage en travée :	90
III.4.3.1.2. Ferrailage sur appuis :	91
III.4.4. Vérification à l'E.L.S :	92
III.4.4.1. En travee :	92
III.4.4.2. En appui:	93
III.4.5. Vérification de l'effort tranchant :	93
III.5. La poutre palière:	94
III.5.1. Evaluations des charges:	94
III.5.2. Pondérations des charges:	95
III.5.3. Calcul des moments:	95
III.5.4. Répartitions des moments:	95
III.5.5. Calcul des efforts tranchants:	95
III.5.6. Ferrailage de la poutre palière:	95
III.5.7. Vérification à l'ELS :	96
III.5.8. Vérification de la flèche :	98
III.5.9. Calcul de la poutre palière à la torsion :	98
III.5.10. Vérification de l'effort tranchant :	98
Conclusion :	100

Chapitre IV

<i>IV.1. Introduction :</i>	101
<i>IV.2. Méthode statique équivalente :</i>	101
<i>IV.2.1. Condition d'application :</i>	101
<i>IV.2.2. Calcul de l'action sismique :</i>	101
<i>IV.2.3. Nombre de modes à considérer :</i>	103
<i>IV.3. Méthode d'analyse modale spectrale:</i>	103
<i>a- principe :</i>	103
<i>b- Modélisation de la structure :</i>	103
<i>c- Spectre de réponse :</i>	103
<i>d- Présentation du logiciel de calcul :</i>	104
<i>IV.4. Modélisation de la structure :</i>	104
<i>IV.4.1. Analyse statique et dynamique :</i>	104
<i>a- Analyse statique :</i>	104
<i>b- Analyse par le spectre de réponse :</i>	104
<i>IV.4.2. Détermination des paramètres des combinaisons d'action :</i>	105
<i>IV.4.3. Poids total de la structure "W" :</i>	105
<i>IV.4.4. Les données géométriques :</i>	106
<i>IV.4.5. Centre de torsion :</i>	106
<i>IV.4.6. Centre de masse :</i>	107
<i>IV.4.7. Evaluation des excentricités :</i>	108
<i>a- Excentricités théoriques :</i>	108
<i>b- Excentricités accidentelles :</i>	108
<i>IV.5. Résultats de calcul (ROBOT) :</i>	109
<i>IV.5.1. Périodes et facteurs de participation modale :</i>	109
<i>IV.5.2. Formes modales de la structure non rigidifiée latéralement :</i>	110
<i>IV.6. Distribution verticale de la force sismique:</i>	112
<i>IV.7. Vérification des méthodes :</i>	113
<i>IV.7.1. Vérification de la période :</i>	113
<i>IV.7.2. Vérification de l'effort tranchant à la base :</i>	113
<i>IV.7.3 Justification de l'interaction portiques–voiles:</i>	113
<i>IV.8. Calcul des déplacements:</i>	113
<i>IV.9. Justification de la stabilité de la structure vis-à-vis de l'effet P. Δ :</i>	114
<i>IV.10. Vérification au renversement:</i>	116
<i>IV.11. Conclusion générale:</i>	116

Chapitre V

<i>V.1. Introduction :</i>	117
<i>V.2. Définitions :</i>	117
<i>V.2.1. Poteaux :</i>	117
<i>V.2.2. Poutres :</i>	117

<i>V.3. Ferrailage des portiques :</i>	<i>117</i>
<i>V.3.1. Ferrailage des poutres :</i>	<i>119</i>
<i>V.3.1.1. Calcul réglementaire et vérifications :</i>	<i>119</i>
<i>V.3.1.1.1. Les sollicitations :</i>	<i>119</i>
<i>V.3.1.1.2. Exemple de calcul (poutre principale –Terrasse) :</i>	<i>119</i>
<i>V.3.1.2. Vérification des armatures transversales :</i>	<i>125</i>
<i>V.3.1.3. Calcul récapitulatif des poutres :</i>	<i>125</i>
<i>V.3.1.4. Schéma de ferrailage :</i>	<i>127</i>
<i>V.3.2. Ferrailage des poteaux :</i>	<i>128</i>
<i>V.3.2.1. Aspect réglementaire :</i>	<i>128</i>
<i>V.3.2.2. Les sollicitations :</i>	<i>130</i>
<i>V.3.2.3. Exemple de calcul (Poteau (40x50)) :</i>	<i>130</i>
<i>V.3.2.4. Calcul récapitulatif des poteaux :</i>	<i>135</i>
<i>V.3.2.5. Schéma de ferrailage :</i>	<i>136</i>
<i>V.3.3. Ferrailage des voiles :</i>	<i>136</i>
<i>V.3.3.1. Exemple de calcul d'un voile plein (20cm) :</i>	<i>137</i>
<i>V.3.3.2. Calcul récapitulatif du ferrailage vertical :</i>	<i>139</i>
<i>V.3.3.3. Ferrailage horizontal à l'effort tranchant :</i>	<i>140</i>
<i>V.3.3.3.1 Calcul récapitulatif du ferrailage horizontal :</i>	<i>141</i>
<i>V.3.3.4. Schéma de ferrailage :</i>	<i>142</i>
<i>V.4. Conclusion générale :</i>	<i>142</i>

Chapitre VI :**Etude de l'infrastructure****VI.1. Introduction :**

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol support les charges provenant de la superstructure à savoir :

Le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations , les surcharges climatiques et sismiques.

Le choix du type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire ;
- La nature et l'homogénéité du bon sol ;
- La capacité portante du terrain de fondation ;
- La raison économique ;
- La facilité de réalisation.

VI.2. Choix de fondation :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à **2,5 bars** et profondeur de **2m**, il y a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle isolée ;
- Radier filante ;
- Radier général.

Le choix du type de fondation se fait par les paramètres suivant:

- La nature et le poids de la superstructure ;
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction et la qualité du sol de fondation.

En effet une méthode rapide et simplifiée permet de déterminer si une solution par semelle continue est possible ou s'il faut prévoir un radier général.

- si $S_0 > S$: la fondation par semelles isolées est possible ;
- si $S > S_0$: la solution de fondation superficielle n'est pas possible ;
- si $S \approx S_0$: c'est une solution par radier général qu'il faut adopter.

Tel que :

S_0 : L'emprise de la structure (surface de Bâtiment) ;

S : La surface totale minimale d'assise de fondation ;

$\overline{\sigma}_s$: La contrainte admissible pour le sol de fondation.

$$S_0 = 171.81 \text{ m}^2.$$

$$S = \frac{N}{\overline{\sigma}_s} = \frac{23680,48}{250} = 41.18 \text{ cm}^2$$

Verification:

- $S / S_0 = 41.18 / 171.81 = 30\%$
- $S / S_0 = 30\% < 50\%$

On a choisit comme système de fondations :

- Semelles isolées ;
- Semelles filantes.

Les calculs sont effectués sous la plus défavorable des combinaisons suivantes:

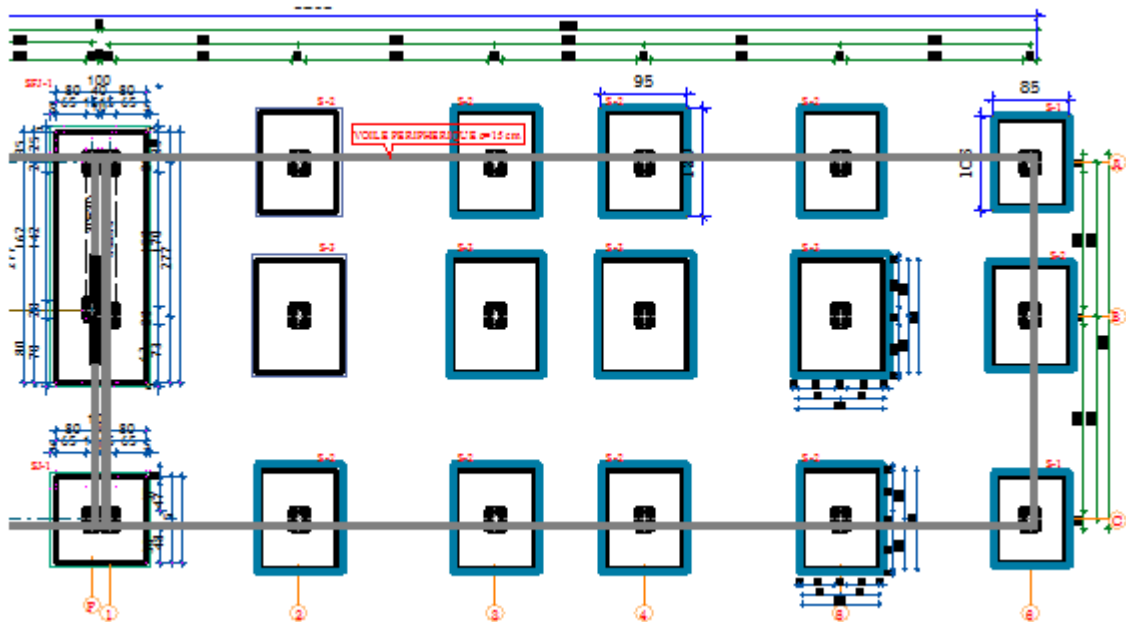
D'après BAEL :

- $1,35G+1,5Q$
- $G+Q$

D'après RPA:

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

Figure VI.1 : schéma de l'infrastructure.



VI.3. Calcul des semelles :

VI.3.1. Calcul de la semelle isolée:

a) Semelle sous poteau central :

- Condition d'homogénéité :

$a = 40 \text{ cm}$, $b = 50 \text{ cm}$, profondeur = 2m

$A/B=a/b=0,80$

On a :

<i>Combinaisons</i>	<i>Effort normal N [kN]</i>	<i>Moment M_x [kN.m]</i>	<i>Moment M_y [kN.m]</i>
<i>1,35G+1,5Q</i>	<i>1029,36</i>	<i>2,18</i>	<i>0,48</i>
<i>G+Q</i>	<i>926,88</i>	<i>1,56</i>	<i>0,35</i>
<i>G+Q+E</i>	<i>928,14</i>	<i>8,10</i>	<i>13,45</i>
<i>0.8G+E</i>	<i>770,90</i>	<i>0,64</i>	<i>13,45</i>

Tableau VI.1: Sollicitations des semelles isolées intermédiaires.

- le pré-dimensionnement :

L'ELS :

$$\sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{A \times B}$$

$$A \times B = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} \times 0,8}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{926,88}{250 \times 0,8}}$$

$$B \geq 2,15m$$

$$A \geq 0,8B \rightarrow A \geq 1,72m$$

L'état accidentelle :

$$\sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{acc}}{A \times B}$$

$$A \times B = \frac{N_{acc}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{acc}}{\bar{\sigma}_{sol} \times 0,8}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{928,14}{250 \times 0,8}}$$

$$B \geq 2,15m$$

$$A \geq 0,8B \rightarrow A \geq 1,72m$$

Donc finalement on choisit une semelle de (2,20 m×1,80m)

- Détermination de "d" et "ht" :

D'après la condition de rigidité (méthode des bielles)

$$A - a \geq d \geq \frac{B - b}{4} \Rightarrow 1,80 - 0,40 \geq d \geq \frac{2,20 - 0,50}{4}$$

$$1,40 \geq d \geq 0,425$$

On adopte : $d = 50cm$

$$D'ou : h = d + 5 cm \rightarrow h = 55 cm$$

- Vérification des conditions de stabilité :

Selon le (RPA 99/ver2003 Art 10.1.5 P100), on a : $\square\square\square\square G + E$

$$e_{0ax} = \frac{M_{ax}}{N_a} = \frac{0,64}{770,90} = 0,0008m < \frac{A}{4} = \frac{1,80}{4} = 0,45m \dots\dots\dots cv ;$$

$$e_{0ay} = \frac{M_{ay}}{N_a} = \frac{13,45}{770,90} = 0,017m < \frac{B}{4} = \frac{2,20}{4} = 0,55m \dots\dots\dots cv.$$

Selon le BAEL 91, on a : (G+Q)

$$e_{0sx} = \frac{M_{sx}}{N_s} = \frac{1,56}{926,88} = 0,0016m < \frac{A}{6} = \frac{1,80}{6} = 0,3m \dots\dots\dots cv ;$$

$$e_{0sy} = \frac{M_{sy}}{N_a} = \frac{0,35}{926,88} = 0,0003m < \frac{B}{6} = \frac{2,20}{6} = 0,37m \dots\dots\dots cv.$$

- Vérification des conditions de rigidité :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{Mx} &= \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = \left(1 + \frac{6 \times 0,0008}{2,2}\right) \frac{926,88}{1,8 \times 2,2} = 234,57KN/cm^2 \\ \sigma_{mx} &= \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = \left(1 - \frac{6 \times 0,0008}{2,2}\right) \frac{926,88}{1,8 \times 2,2} = 233,55KN/cm^2 \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{My} &= \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = \left(1 + \frac{6 \times 0,017}{2,2}\right) \frac{926,88}{1,8 \times 2,2} = 244,91KN/cm^2 \\ \sigma_m &= \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = \left(1 - \frac{6 \times 0,017}{2,2}\right) \frac{926,88}{1,8 \times 2,2} = 223,21KN/cm^2 \end{aligned} \right\}$$

$$\sigma_{moyx} = \frac{\sigma_{mx} + 3\sigma_{Mx}}{4} = 234,31 \text{KN/cm}^2 \leq 250 \text{KN/m}^2 \dots\dots\dots CV;$$

$$\sigma_{moyy} = \frac{\sigma_{my} + 3\sigma_{My}}{4} = 239,48 \text{KN/cm}^2 \leq 250 \text{KN/m}^2 \dots\dots\dots CV.$$

- **Calcul du ferrailage :**

- **Poids propre de la semelle :**

$$P_s = \gamma \times B \times A \times h$$

$$P_{suml} = 25 \times (2,2) (1,8) \times 0,55$$

$$P_{suml} = 54,45 \text{KN}.$$

- **Poids de remblai :**

$$P_r = 18 (1,8 \times 2,2 - 0,4 \times 0,5) (2 - 0,55)$$

$$P_r = 98,14 \text{KN}.$$

$$N_{ts} = N_s + P_s + P_r$$

$$N_{ts} = 926,88 + 54,45 + 98,14 = 1079,47 \text{KN}.$$

$$N_{tu} = N_u + 1,35(P_s + P_r)$$

$$N_{tu} = 1273,34 + 1,35 (54,45 + 98,14) = 1479,34 \text{KN}.$$

Le ferrailage se calcul avec la méthode de bielles, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tout au long de la semelle.

Sens X-X :

$$\eta = 1,6 \quad ; \quad ft28 = 2,1 \text{MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{MPa}.$$

$$N_U' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_U = 1274,73 \text{KN};$$

$$A_{xst} = \frac{N_U' (A - a)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{1274,73 \times 10^3 (1800 - 400)}{8 \times 500 \times 348} = 12,82 \text{ cm}^2.$$

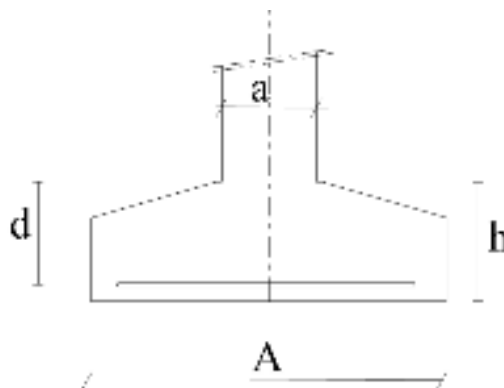


Figure VI.2 : Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens x-x.

Sens Y-Y:

$\eta = 1.6$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

$$N_U' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_U = 1302,86 \text{ KN};$$

$$A_{yst} = \frac{N_U'(B-b)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{1302,86 \times 10^3 (2200 - 500)}{8 \times 500 \times 348} = 15,91 \text{ cm}^2.$$

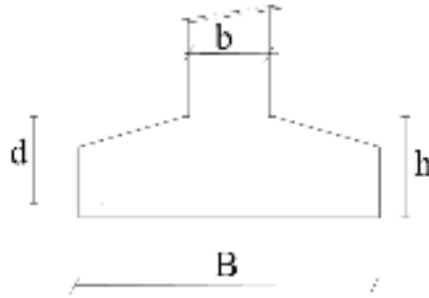


Figure VI.3 : Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens y-y.

- Condition de non fragilité:

Sens X-X :

$$A_{min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 10,86 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max \{A_{min}; A_{uj}\} = 12,82 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 9\text{HA}14 = 13,85 \text{ cm}^2$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- Schéma de ferrailage:

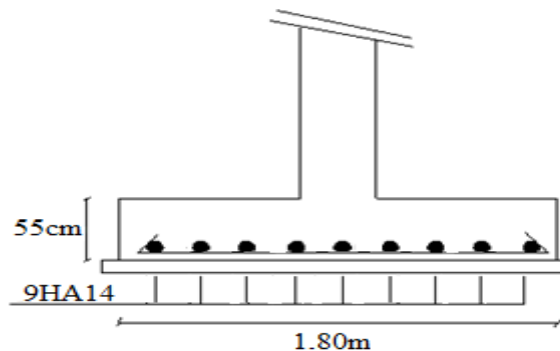


Figure VI.4 : Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens x-x.

Sens Y-Y :

$$A_{min} = 0,23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 13,28 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max \{A_{min}; A_u\} = 15,91 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 11\text{HA}14/\text{ml} = 16,93 \text{ cm}^2$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv}$$

- Schema de ferrailage:

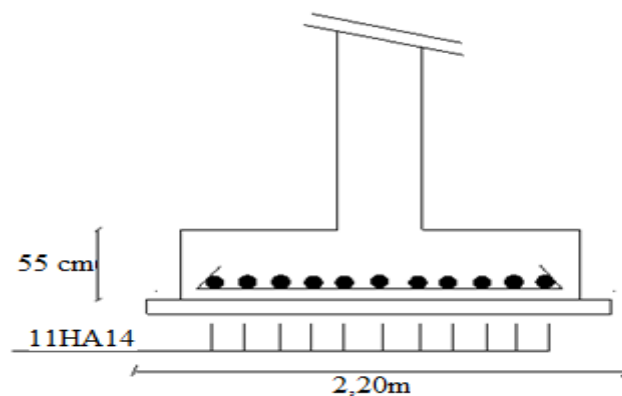


Figure VI.5 : Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens y-y.

- Vérification au poinçonnement:

Selon (BAEL 91 Art A.5.2.4.2 P43), la condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$N_u \leq \bar{N}_u = 0.045 \times P_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec : $h = 0,55 \text{ m}$;

Le périmètre utile.

$$P_c = [(a+h+b+h) \times 2] = 4 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = 0.045 \times P_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 1650 \text{ KN}$$

$$N_u = N_{u0} \times \left(1 - \frac{S_0}{S_t}\right)$$

N_{u0} : Effort maximal tiré sur la semelle

$$S_0 = (a+h) \times (b+h) = 0,26 \text{ m}^2$$

$$S_t = A \times B = 3,96 \text{ m}^2$$

$$N_u = 1189,74 \text{ KN}$$

$$N_u = 1189,74 \text{ KN} < 1650 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{cv}$$

- L'encrage des barres :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad (\text{BAEL91 Art A.6.1.221 P52})$$

Avec :

L_s : Longueur de scellement ;

Ψ_s : coefficient de scellement égale à 1.5 « pour les armatures haute adhérence » ;

τ_s : contrainte d'adhérence. ;

\emptyset : diamètre d'armature.

d'ou

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,825 \text{MPa.}$$

Donc

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{cm}$$

Alors : $\frac{B}{8} \leq L_s \leq \frac{B}{4}$ → tous les barres doivent être prolonges jusqu' aux extrémités de la semelle, mais ne peuvent pas comporter les crochets.

b) Semelle sous poteau de rive(E1) :

- Condition d'homogénéité :

a = 40 cm, b = 50 cm

A/B=a/b=0,80

On a :

<i>Combinaisons</i>	<i>Effort normal N [kN]</i>	<i>Moment M_x [kN.m]</i>	<i>Moment M_y [kN.m]</i>
<i>1,35G+1,5Q</i>	895,54	8,11	0,82
<i>G+Q</i>	652,07	5,87	0,61
<i>G+Q+E</i>	676,85	17,15	13,09

$0,8G+E$	541,98	4,95	12,97
----------	--------	------	-------

Tableau VI.2: Sollicitations des semelles isolées intermédiaires.

- le pré-dimensionnement :

L'ELS :

$$\sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = \frac{N_s}{A \times B}$$

$$A \times B = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} \times 0,8}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{652,07}{250 \times 0,8}}$$

$$B \geq 1,80m$$

$$A \geq 0,8B \rightarrow A \geq 1,44m$$

L'état accidentelle :

$$\sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = \frac{N_{acc}}{A \times B}$$

$$A \times B = \frac{N_{acc}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{acc}}{\bar{\sigma}_{sol} \times 0,8}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{676,85}{250 \times 0,8}}$$

$$B \geq 1,84m$$

$$A \geq 0,8B \rightarrow A \geq 1,47m$$

Donc finalement on choisit une semelle de **(2,00 m×1,60m)**

- Détermination de "d" et "ht" :

D'après la condition de rigidité (**méthode des bielles**)

$$A - a \geq d \geq \frac{B - b}{4} \Rightarrow 1,60 - 0,40 \geq d \geq \frac{2,00 - 0,50}{4}$$

$$1,20 \geq d \geq 0,375$$

On adopte : $d = 50cm$

D'ou : $h = d + 5cm \rightarrow h = 55cm$

- Vérification des conditions de stabilité :

Selon le (RPA 99/ver2003 Art 10.1.5 P100), on a :

$$e_{0ax} = \frac{M_{ax}}{N_a} = \frac{4,95}{541,98} = 0,009m < \frac{A}{4} = \frac{1,60}{4} = 0,4m \dots\dots\dots CV;$$

$$e_{0ay} = \frac{M_{ay}}{N_a} = \frac{12,97}{541,98} = 0,024m < \frac{B}{4} = \frac{2,00}{4} = 0,5m \dots\dots\dots CV.$$

Selon le BAEL 91, on a : (G+Q)

$$e_{0sx} = \frac{M_{sx}}{N_s} = \frac{5,87}{652,07} = 0,009m < \frac{A}{6} = \frac{1,60}{6} = 0,27m \dots\dots\dots CV;$$

$$e_{0sy} = \frac{M_{sy}}{N_a} = \frac{0,61}{652,07} = 0,0009m < \frac{B}{6} = \frac{2,00}{6} = 0,33m \dots\dots\dots CV.$$

- Vérification des conditions de rigidité :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{Mx} &= \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = \left(1 + \frac{6 \times 0,009}{2}\right) \frac{652,07}{1,6 \times 2} = 209,27 \text{KN/cm}^2 \\ \sigma_{mx} &= \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = \left(1 - \frac{6 \times 0,009}{2}\right) \frac{652,07}{1,6 \times 2} = 198,27 \text{KN/cm}^2 \end{aligned} \right\}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{My} &= \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = \left(1 + \frac{6 \times 0,024}{2}\right) \frac{652,07}{1,6 \times 2} = 218,44 \text{KN/cm}^2 \\ \sigma_m &= \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = \left(1 - \frac{6 \times 0,024}{2}\right) \frac{652,07}{1,6 \times 2} = 189,10 \text{KN/cm}^2 \end{aligned} \right\}$$

$$\sigma_{moyx} = \frac{\sigma_{mx} + 3\sigma_{Mx}}{4} = 206,52 \text{KN/cm}^2 \leq 250 \text{KN/m}^2 \dots\dots\dots CV;$$

$$\sigma_{moyy} = \frac{\sigma_{my} + 3\sigma_{My}}{4} = 211,10 \text{KN/cm}^2 \leq 250 \text{KN/m}^2 \dots\dots\dots CV.$$

- Calcul du ferrailage :

– Poids propre de la semelle :

$$P_s = \gamma \times B \times A \times h$$

$$P_{suml} = 25 \times (2) (1,6) \times 0,55$$

$$P_{suml} = 44 \text{ KN}.$$

– Poids de remblai :

$$Pr = 18 (1,6 \times 2 - 0,4 \times 0,5) (2 - 0,55)$$

$$Pr = 78,3 \text{ KN.}$$

$$N_{ts} = N_s + P_s + Pr$$

$$N_{ts} = 652,07 + 44 + 78,3 = 774,37 \text{ KN.}$$

$$N_{tu} = N_u + 1,35(P_s + Pr)$$

$$N_{tu} = 895,54 + 1,35(44 + 78,3) = 1060,65 \text{ KN.}$$

Le ferrailage se calcule avec la méthode de bielles, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tout au long de la semelle.

Sens X-X :

$$\eta = 1.6 \quad ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa.}$$

$$N_U' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_U = 907,63 \text{ KN};$$

$$A_{xst} = \frac{N_U'(A-a)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{907,63 \times 10^3 (1600 - 400)}{8 \times 500 \times 348} = 7,82 \text{ cm}^2.$$

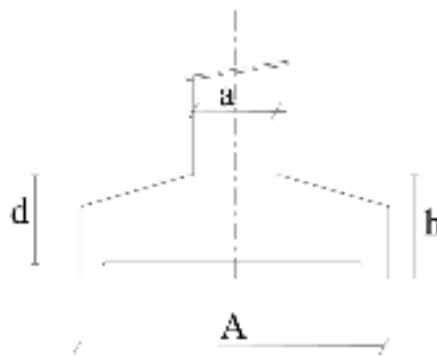


Figure VI.6 : Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens x-x.

Sens Y-Y:

$$\eta = 1.6 \quad ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa.}$$

$$N_U' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_U = 927,78 \text{ KN};$$

$$A_{yst} = \frac{N_U'(B-b)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{927,78 \times 10^3 (2000 - 500)}{8 \times 500 \times 348} = 9,99 \text{ cm}^2.$$

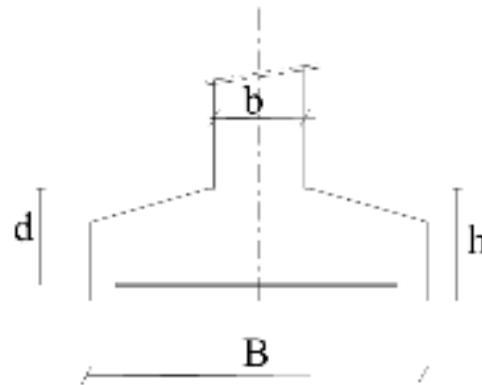


Figure VI.7 : Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens y-y.

- Condition de non fragilité:

Sens X-X :

$$A_{min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 9,66 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max \{A_{min}; A_u\} = 9,66 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 7\text{HA}14 = 10,78 \text{ cm}^2$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{cv.}$$

- Schéma de ferrailage:

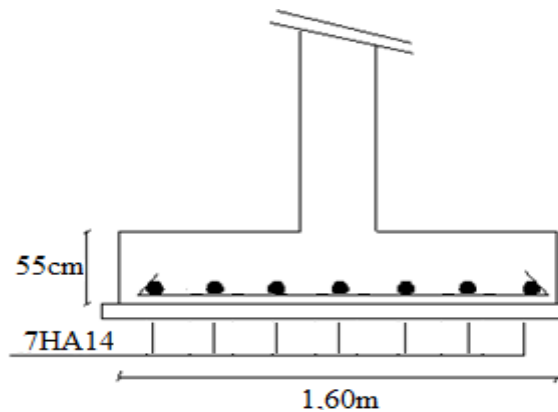


Figure VI.8 : Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens x-x.

Sens Y-Y :

$$A_{min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 12,075 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max \{A_{min}; A_u\} = 12,075 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 8\text{HA}14/\text{ml} = 12,32 \text{ cm}^2$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \text{cv}$$

- Schema de ferrailage:

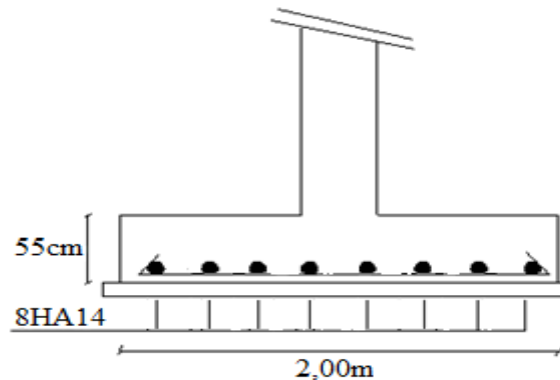


Figure VI.9 : Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens y-y.

- Vérification au poinçonnement:

Selon (BAEL 91 Art A.5.2.4.2 P43), la condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$N_u \leq \bar{N}_u = 0.045 \times P_c \times h \times f_c / \gamma_b$$

Avec : $h = 0,55 \text{ m}$;

Le périmètre utile.

$$P_c = [(a+h+b+h) \times 2] = 4 \text{ m}$$

$$\bar{N}_u = 0.045 \times P_c \times h \times f_c / \gamma_b = 1650 \text{ KN}$$

$$N_u = N_{u0} \times \left(1 - \frac{S_0}{S_t}\right)$$

N_{u0} : Effort maximal tiré sur la semelle

$$S_0 = (a+h) \times (b+h) = 0,26 \text{ m}^2$$

$$S_t = A \times B = 3,2 \text{ m}^2$$

$$N_u = 822,77 \text{ KN}$$

$$N_u = 822,77 \text{ KN} < 1650 \text{ KN} \dots \text{cv}$$

- L'encrage des barres :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad (\text{BAEL91 Art A.6.1.221 P52})$$

Avec :

L_s : Longueur de scellement ;

Ψ_s : coefficient de scellement égale à 1.5 « pour les armatures haute adhérence » ;

τ_s : contrainte d'adhérence. ;

ϕ : diamètre d'armature.

d'ou

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,825 \text{ MPa.}$$

Donc

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm}$$

Alors : $\frac{B}{8} \leq L_s \leq \frac{B}{4}$ → tous les barres doivent être prolonges jusqu' aux extrémités de la semelle, mais ne peuvent pas comporter les crochets.

c) Semelle sous poteau d'angle(D7) :

- Condition d'homogénéité :

a = 40 cm, b = 50 cm

A/B=a/b=0,80

On a :

Combinaisons	Effort normal N [kN]	Moment M_x [kN.m]	Moment M_y [kN.m]
1,35G+1,5Q	731,10	6,39	5,95
G+Q	636,85	4,59	6,75
G+Q+E	644,51	6,09	9,31
0.8G+E	348,63	1,77	8,35

Tableau VI.3: Sollicitations des semelles isolées intermédiaires.

- le pré-dimensionnement :

L'ELS :

$$\sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{sol} = \frac{N_s}{A \times B}$$

$$A \times B = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol} \times 0,8}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{644,51}{250 \times 0,8}}$$

$$B \geq 1,78 \text{ m}$$

$$A \geq 0,8B \rightarrow A \geq 1,42 \text{ m}$$

L'état accidentelle :

$$\sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol} \quad \bar{\sigma}_{sol} = \frac{N_{acc}}{A \times B}$$

$$A \times B = \frac{N_{acc}}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N_{acc}}{\sigma_{sol} \times 0,8}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{644,51}{250 \times 0,8}}$$

$$B \geq 1,79m$$

$$A \geq 0,8B \rightarrow A \geq 1,43m$$

Donc finalement on choisit une semelle de (2,00m×1,60m).

- Détermination de "d" et "ht" :

D'après la condition de rigidité (méthode des bielles)

$$A - a \geq d \geq \frac{B - b}{4} \Rightarrow 1,60 - 0,40 \geq d \geq \frac{2,00 - 0,50}{4}$$

$$1,20 \geq d \geq 0,375$$

On adopte : $d = 50cm$

D'ou : $h = d + 5cm \rightarrow h = 55cm$

- Vérification des conditions de stabilité :

Selon le (RPA 99/ver2003 Art 10.1.5 P100), on a : $\square\square\square\square G + E$

$$e_{0ax} = \frac{M_{ax}}{N_a} = \frac{6,09}{644,51} = 0,009m < \frac{A}{4} = \frac{1,60}{4} = 0,4m \dots\dots\dots cv ;$$

$$e_{0ay} = \frac{M_{ay}}{N_a} = \frac{9,31}{644,51} = 0,014m < \frac{B}{4} = \frac{2,00}{4} = 0,5m \dots\dots\dots cv.$$

Selon le BAEL 91, on a : (G+Q)

$$e_{0sx} = \frac{M_{sx}}{N_s} = \frac{4,59}{636,85} = 0,007m < \frac{A}{6} = \frac{1,60}{6} = 0,27m \dots\dots\dots cv;$$

$$e_{0sy} = \frac{M_{sy}}{N_a} = \frac{6,75}{636,85} = 0,010m < \frac{B}{6} = \frac{2,00}{6} = 0,33m \dots\dots\dots cv.$$

- Vérification des conditions de rigidité :

$$\sigma_{Mx} = \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A.B} = \left(1 + \frac{6 \times 0,009}{2}\right) \frac{636,85}{1,6 \times 2} = 204,39KN/cm^2$$

$$\sigma_{mx} = \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A \cdot B} = \left(1 - \frac{6 \times 0,009}{2}\right) \frac{636,85}{1,6 \times 2} = 193,64 \text{KN/cm}^2$$

$$\sigma_{My} = \left(1 + \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A \cdot B} = \left(1 + \frac{6 \times 0,014}{2}\right) \frac{636,85}{1,6 \times 2} = 207,37 \text{KN/cm}^2$$

$$\sigma_m = \left(1 - \frac{6e_0}{B}\right) \frac{N_s}{A \cdot B} = \left(1 - \frac{6 \times 0,014}{2}\right) \frac{636,85}{1,6 \times 2} = 190,66 \text{KN/cm}^2$$

$$\sigma_{moyx} = \frac{\sigma_{mx} + 3\sigma_{My}}{4} = 201,70 \text{KN/cm}^2 \leq 250 \text{KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV};$$

$$\sigma_{moyy} = \frac{\sigma_{my} + 3\sigma_{My}}{4} = 203,19 \text{KN/cm}^2 \leq 250 \text{KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{CV}.$$

• **Calcul du ferrailage :**

– **Poids propre de la semelle :**

$$P_s = \gamma \times B \times A \times h$$

$$P_{suml} = 25 \times (2) (1,6) \times 0,55$$

$$P_{suml} = 44 \text{ KN}.$$

– **Poids de remblai :**

$$Pr = 18 (1,6 \times 2 - 0,4 \times 0,5) (2 - 0,55)$$

$$Pr = 78,3 \text{KN}.$$

$$N_{ts} = N_s + P_s + Pr$$

$$N_{ts} = 636,85 + 44 + 78,3 = 759,15 \text{KN}.$$

$$N_{tu} = N_u + 1,35(P_s + Pr)$$

$$N_{tu} = 731,10 + 1,35(44 + 78,3) = 896,205 \text{KN}.$$

Le ferrailage se calcul avec la méthode de bielles, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tout au long de la semelle.

Sens X-X :

$$\eta = 1,6 \quad ; \quad f_{t28} = 2,1 \text{MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{MPa}.$$

$$N_U' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_U = 740,97 \text{KN};$$

$$Axst = \frac{N_U'(A - a)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{740,97 \times 10^3 (1600 - 400)}{8 \times 500 \times 348} = 6,39 \text{cm}^2.$$

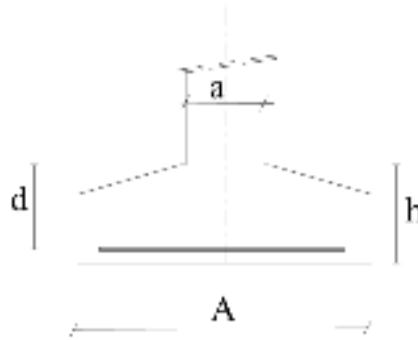


Figure VI.10 : Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens x-x.

Sens Y-Y:

$$\eta = 1.6 \quad ; \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}.$$

$$N_U' = \left(1 + \frac{3e_0}{B}\right) N_U = 746,45 \text{ KN};$$

$$A_{yst} = \frac{N_U'(B-b)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{746,45 \times 10^3 (2000 - 500)}{8 \times 500 \times 348} = 8,04 \text{ cm}^2.$$

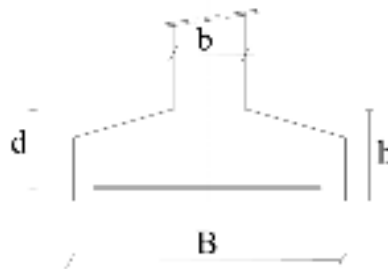


Figure VI.11 : Dimensionnement d'une semelle isolée dans le sens y-y.

- Condition de non fragilité:

Sens X-X :

$$A_{min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 9,66 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max \{A_{min}; A_w\} = 9,66 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 7\text{HA}14 = 10,78 \text{ cm}^2$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- Schéma de ferrailage:

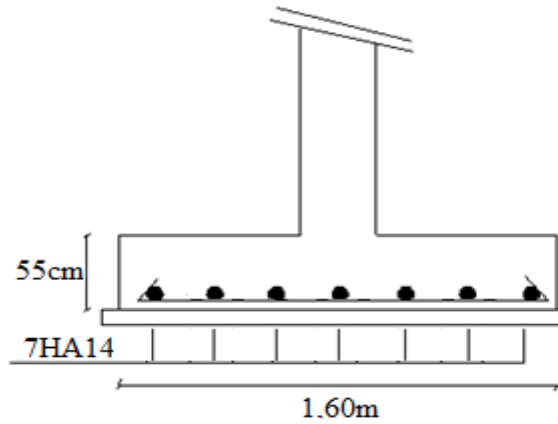


Figure VI.12 : Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens x-x.

Sens Y-Y :

$$A_{min} = 0,23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 12,075 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max \{A_{min}; A_w\} = 12,075 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 8 \text{ HA14} / \text{ml} = 12,32 \text{ cm}^2$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{cv.}$$

- Schéma de ferrailage:

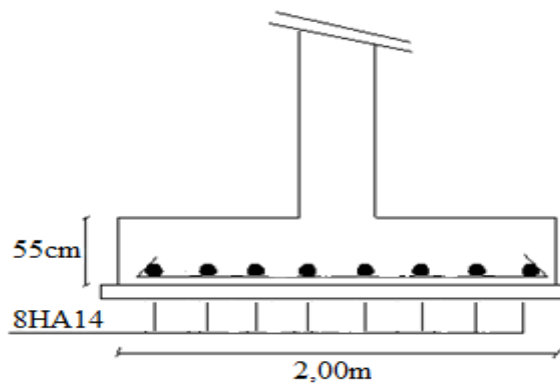


Figure VI.13 : Ferrailage de la semelle intermédiaire dans le sens y-y.

- Vérification au poinçonnement:

Selon (BAEL 91 Art A.5.2.4.2 P43) , la condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$Nu \leq \bar{N}u = 0.045 \times Pc \times h \times fc28 / \gamma_b$$

Avec : $h = 0,55 \text{ m}$;

Le périmètre utile.

$$P_c = [(a+h+b+h) \times 2] = 4m$$

$$N_{\bar{u}} = 0.045 \times P_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b = 1650KN$$

$$N_u = N_{u0} \times \left(1 - \frac{S_0}{S_t}\right)$$

N_{u0} : Effort maximal tiré sur la semelle

$$S_0 = (a+h) \times (b+h) = 0,26m^2$$

$$S_t = A \times B = 3,2m^2$$

$$N_u = 671,69KN$$

$$N_u = 671,69KN < 1650KN \dots \dots \dots cv.$$

- L'encrage des barres :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad (\text{BAEL91 Art A.6.1.221 P52})$$

Avec :

L_s : Longueur de scellement ;

Ψ_s : coefficient de scellement égale à 1.5 « pour les armatures haute adhérence » ;

τ_s : contrainte d'adhérence. ;

\emptyset : diamètre d'armature.

d'ou

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,825MPa.$$

Donc

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38cm$$

Alors : $\frac{B}{8} \leq L_s \leq \frac{B}{4}$ → tous les barres doivent être prolonges jusqu' aux extrémités

de la semelle, mais ne peuvent pas comporter les crochets.

VI.3.2.Calcul de la semelle filante (voile 1) :

- Calcul de la semelle filante sous voile d'épaisseur 20 cm :

Avec $L=3,35m$.

Combinaisons	Effort normal N [kN]	Moment M_x [kN.m]	Moment M_y [kN.m]
1,35G+1,5Q	526,11	40,34	0,07
G+Q	348,52	2,57	0,05
G+Q+E	582,15	3,50	2,40
0.8G+E	316,97	3,58	2,40

Tableau VI.4 : Sollicitations des semelles filantes.

- **Calcul des sollicitations :**

Les sollicitations totales résultantes sont :

$$N_u = \frac{N}{L} = \frac{526,11}{3,35} = 157,05 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = \frac{M}{L} = \frac{40,34}{3,35} = 12,04 \text{ KN.m/ml}$$

$$N_{ser} = \frac{N}{L} = \frac{348,52}{3,35} = 104,04 \text{ KN/ml}$$

$$M_{ser} = \frac{M}{L} = \frac{2,57}{3,35} = 0,77 \text{ KN.m/ml}$$

Vérification :

$$\frac{N_{ser}}{\sigma_{ser}} = 0,416 \text{ m}^2 < \frac{N_{ult}}{\sigma_{ult}} = 0,418 \text{ m}^2$$

Donc le pré-dimensionnement se fera à l'ELU

- **Calcul de l'excentricité :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{12,04}{157,05} = 0,076 \text{ m}$$

Il est vraisemblablement que :

$$e_0 \leq \frac{A}{6} \Rightarrow A \geq 6e_0 = 0,446 \text{ m}$$

En prenant pour débiter : **A = 1 m**

Il faut que :

$$A \geq \left(1 + \frac{3e_0}{A}\right) \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \left(1 + \frac{3 \times 0,076}{1}\right) \frac{157,05}{250} = 0,77 \text{ m}$$

Donc on adopte : **A=1,50m**

$$B=1,5\text{m} \Rightarrow \sigma = \left(1 + \frac{3e_0}{A}\right) \frac{Nu}{A \times B} = \left(1 + \frac{3 \times 0,076}{1,5}\right) \frac{157,05}{1,5 \times 1} = 120,61 \text{ KN/m}^2$$

$$120,61 \text{KN/m}^2 < 250 \text{KN/m}^2 \dots\dots\dots CV$$

$$d \geq \frac{A-a}{4} \Rightarrow d = 0,40 \text{cm} \quad \text{et} \quad h = d + 5m = 45 \text{cm}$$

- **Le ferrailage:**

La section d'armature principale par unité de longueur vaut :

$$A_s = \frac{Nu}{8 \times d \times \sigma_s} \left(1 + \frac{3 \times e_{0u}}{A} \right) (A - a) = \frac{157,05 \times 10^3}{8 \times 400 \times 348} \left(1 + \frac{3 \times 76}{1,5} \right) (1,5 - 0,40) = 1,78 \text{cm}^2$$

- **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 0,23 \frac{b.d.f_{tj}}{f_e} = 7,245 \text{cm}^2$$

$$A = \max \{A_{min}; A_u\} = 7,245 \text{cm}^2$$

On adopte : $A_s = 7 \text{HA}12 = 7,92 \text{cm}^2$.

Soit : $S_t = 20 \text{cm}$.

- **Vérification de l'espacement :**

$$S_t = 20 \text{cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{cm} \dots\dots\dots cv.$$

- **Les armatures de répartition :**

$$A_{rep} = \frac{A}{4} \times B = \frac{7,92}{4} \times 1,5 = 2,97 \text{cm}^2$$

Soit : $A_s = 4 \text{HA}12 / \text{ml} = 4,52 \text{cm}^2 / \text{ml}$

Soit : $S_t = 20 \text{cm}$.

- **Vérification de l'espacement :**

$$S_t = 20 \text{cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{cm} \dots\dots\dots cv.$$

- **Schéma de ferrailage:**

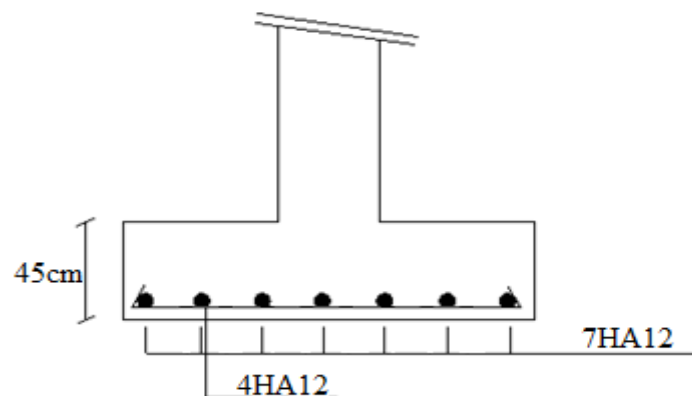


Figure VI.14: Ferrailage de semelle filante.

VI.3.4 Semelle jumelée (E3 –E4) :

VI.3.4.1. Calcul de la semelle jumelée:

- Condition d'homogénéité :

$$a_1 = a_2 = 40 \text{ cm}, b = 50 \text{ cm}, e = 2,45 \text{ m}$$

$$B/A = b/a' = 0,154$$

Combinaisons	Effort normal N [kN]	Moment M_x [kN.m]	Moment M_y [kN.m]
$1,35G+1,5Q$	898,69	1,21	4,11
$G+Q$	654,13	2,72	3,01
$G+Q+E$	633,79	2,84	2,21
$0.8G+E$	544,30	2,24	2,48

Tableau VI.5: Sollicitations des semelles isolées intermédiaires.

- le pré-dimensionnement :

à l'ELS :

$$\sigma_{sol} < \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = \frac{N_s}{A \times B}$$

$$A \times B = \frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

On pose : $a' = (a_1 + a_2 + e)$

$$\text{Donc : } \alpha = \frac{b}{a'} = \frac{0,5}{0,4 + 0,4 + 2,45} = 0,154$$

$$A \geq \sqrt{\frac{N_s}{\bar{\sigma}_{sol} \times \alpha}} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{654,13}{250 \times 0,154}}$$

$$A \geq 4,12 \text{ m}$$

$$B > 0,154A$$

Donc finalement on choisit une semelle de (4,50m×1,50m).

- Détermination de "d" et "ht" :

D'après la condition de rigidité (**méthode des bielles**)

$$B - b \geq d \geq \frac{A - a}{4} \Rightarrow 1,50 - 0,50 \geq d \geq \frac{4,50 - 3,25}{4}$$

$$1,00 \geq d \geq \frac{4,50 - 3,25}{4}$$

On adopte : $d = 40\text{cm}$

D'où : $h = d + 5\text{ cm} \rightarrow h = 45\text{ cm}$

- **Vérification des conditions de stabilité :**

Selon le (*RPA 99/ver2003 Art 10.1.5 P100*), on a : ($G + E$)

$$e_{0ax} = \frac{M_{ax}}{N_a} = \frac{2,84}{633,79} = 0,0045\text{m} < \frac{A}{4} = \frac{4,50}{4} = 1,125\text{m} \dots\dots\dots CV$$

;

$$e_{0ay} = \frac{M_{ay}}{N_a} = \frac{2,21}{633,79} = 0,0035\text{m} < \frac{B}{4} = \frac{1,50}{4} = 0,375\text{m} \dots\dots\dots CV.$$

Selon le **BAEL 91**, on a : ($G + Q$)

$$e_{0sx} = \frac{M_{sx}}{N_s} = \frac{2,72}{654,13} = 0,0042\text{m} < \frac{A}{6} = \frac{4,50}{6} = 0,75\text{m} \dots\dots\dots CV;$$

$$e_{0sy} = \frac{M_{sy}}{N_a} = \frac{4,11}{654,13} = 0,0063\text{m} < \frac{B}{6} = \frac{1,50}{6} = 0,25\text{m} \dots\dots\dots CV.$$

- **Vérification des conditions de rigidité :**

$$\sigma_{Mx} = \left(1 + \frac{6e_0}{A}\right) \frac{N_a}{A.B} = \left(1 + \frac{6 \times 0,0045}{4,5}\right) \frac{633,79}{4,5 \times 1,5} = 94,46\text{KN/cm}^2 \left. \vphantom{\sigma_{Mx}} \right\}$$

$$\sigma_{Mx} = \left(1 - \frac{6e_0}{A}\right) \frac{N_a}{A.B} = \left(1 - \frac{6 \times 0,0045}{4,5}\right) \frac{633,79}{4,5 \times 1,5} = 93,33\text{KN/cm}^2 \left. \vphantom{\sigma_{Mx}} \right\}$$

$$\sigma_{My} = \left(1 + \frac{6e_0}{A}\right) \frac{N_a}{A.B} = \left(1 + \frac{6 \times 0,0035}{4,5}\right) \frac{633,79}{4,5 \times 1,5} = 94,33\text{KN/cm}^2 \left. \vphantom{\sigma_{My}} \right\}$$

$$\sigma_{My} = \left(1 - \frac{6e_0}{A}\right) \frac{N_a}{A.B} = \left(1 - \frac{6 \times 0,0035}{4,5}\right) \frac{633,79}{4,5 \times 1,5} = 93,45\text{KN/cm}^2 \left. \vphantom{\sigma_{My}} \right\}$$

$$\sigma_{moyx} = \frac{\sigma_{mx} + 3\sigma_{Mx}}{4} = 94,18\text{KN/cm}^2 \leq 250\text{KN/m}^2 \dots\dots\dots CV.$$

$$\sigma_{moyy} = \frac{\sigma_{my} + 3\sigma_{My}}{4} = 94,11\text{KN/cm}^2 \leq 250\text{KN/m}^2 \dots\dots\dots CV.$$

- Calcul du ferrailage :

- Poids propre de la semelle :

$$P_s = \gamma \times B \times A \times h$$

$$P_{\text{suml}} = 25 \times (1,5) (4,5) \times 0,45$$

$$P_{\text{suml}} = 75,94 \text{KN.}$$

- Poids de remblai :

$$Pr = 18 (4,5 \times 1,5 - 3,25 \times 0,5) (2 - 0,45)$$

$$Pr = 142,98 \text{KN.}$$

$$N_{ts} = N_s + P_s + Pr$$

$$N_{ts} = 654,13 + 75,94 + 142,98 = 873,05 \text{KN.}$$

$$N_{tu} = N_u + 1,35(P_s + Pr)$$

$$N_{tu} = 898,69 + 1,35 (75,94 + 142,98) = 1194,23 \text{KN.}$$

Le ferrailage se calcule avec la méthode de bielles, car on va prendre comme étant la contrainte uniforme tout au long de la semelle.

Sens X-X :

$$\eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.1 \text{MPa} ; \sigma_s = 348 \text{MPa.}$$

$$N_U' = \left(1 + \frac{3e_0}{A}\right) N_U = 901,38 \text{KN};$$

$$A_{xst} = \frac{N_U' (A - a)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{901,38 \times 10^3 (4500 - 325)}{8 \times 400 \times 348} = 33,79 \text{cm}^2.$$

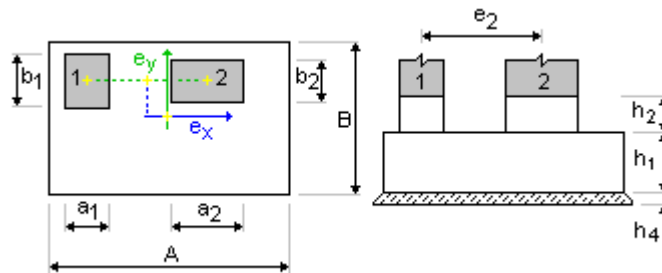


Figure VI.15 :. Dimensionnement d'une semelle filante e dans le sens x-x.

Sens Y-Y:

$$\eta = 1.6 ; f_{t28} = 2.1 \text{MPa} ; \sigma_s = 348 \text{MPa.}$$

$$N_U' = \left(1 + \frac{3e_0}{A}\right) N_U = 900,78 \text{KN};$$

$$A_{yst} = \frac{N_U' (B - b)}{8 \times d \times \sigma_s} = \frac{900,78 \times 10^3 (1500 - 500)}{8 \times 400 \times 348} = 8,09 \text{cm}^2.$$

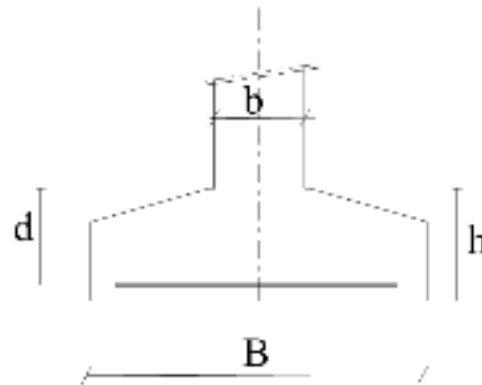


Figure VI.16 : Dimensionnement d'une semelle filante dans le sens y-y.

- Condition de non fragilité:

Sens X-X :

$$A_{min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 21,735 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max \{A_{min}; A_w\} = 8,08 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 11 \text{ HA}20 = 34,56 \text{ cm}^2$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{CV.}$$

- Schéma de ferrailage:

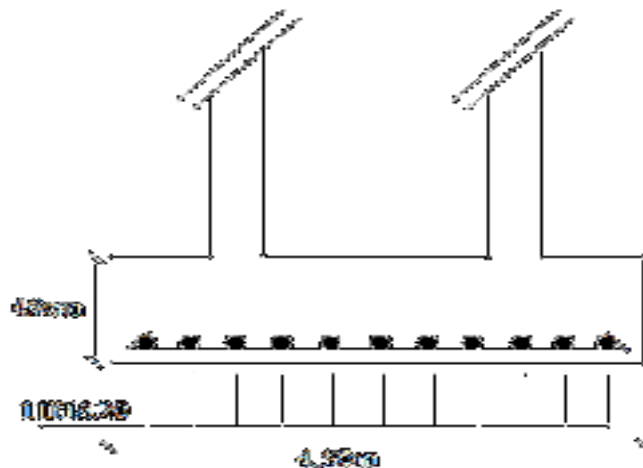


Figure VI.17 : Ferrailage de la semelle filante dans le sens x-x.

Sens Y-Y :

$$A_{min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{tj}}{f_e} = 7,245 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max \{A_{min}; A_w\} = 8,09 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s=7HA14/ml= 10,78cm^2$

Soit : $S_t=20cm$.

- Vérification de l'espacement :

$$S_t = 20 \text{ cm} \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots CV$$

- Schema de ferrailage:

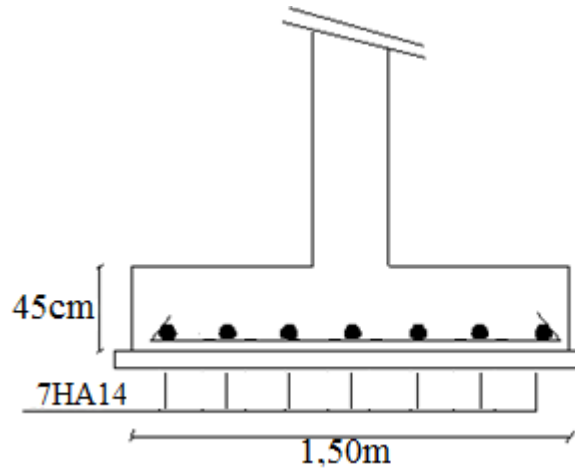


Figure VI.18 : Ferrailage de la semelle jumelé dans le sens y-y.

- Vérification au poinçonnement:

Selon (BAEL 91 Art A.5.2.4.2 P43) , la condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$Nu \leq \bar{N}_u = 0.045 \times Pc \times h \times fc28 / \gamma_b$$

Avec : $h=0,45m$;

Le périmètre utile.

$$Pc = [(a+h+b+h) \times 2] = 9,3m$$

$$\bar{N}_u = 0.045 \times Pc \times h \times fc28 / \gamma_b = 3138, 75KN$$

$$Nu = N_{u0} \times (1 - \frac{S_0}{S_t})$$

N_{u0} : Effort maximal tiré sur la semelle

$$S_0 = (a+h) \times (b+h) = 3,515m^2$$

$$S_t = A \times B = 6,75m^2$$

$$Nu = 430,70KN$$

$$N_u = 430,70KN < 3138, 75KN \dots\dots\dots CV.$$

- L'encrage des barres :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad (BAEL91 Art A.6.1.221 P52)$$

Avec :

L_s : Longueur de scellement ;

Ψ_s : coefficient de scellement égale à 1.5 « pour les armatures haute adhérence » ;

τ_s : contrainte d'adhérence. ;

\emptyset : diamètre d'armature.

d'ou

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \Psi_s^2 \cdot f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,825 \text{MPa.}$$

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 70,55 \text{cm}$$

Alors : $\frac{A}{8} \leq L_s \leq \frac{A}{4} \rightarrow$ tous les barres doivent être prolonges jusqu' aux extrémités

VI.4. Les longrines :

VI.4.1. Introduction :

Afin d'augmenter la rigidité de la structure au niveau des fondations, il faut enchaîner l'ensemble des semelles rigides conformément aux instructions du RPA 99 ;

Les longrines seront calculées comme des tirants travaillent à la traction.

VI.4.2. Pré-dimensionnement :

Les longrines doivent être calculées pour résister à La traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha}$$

Avec :

N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : C'est le coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie site considérée.

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines dans notre cas sont :

$$\text{Site de catégorie S2} \rightarrow S=(b \times h)=(25 \times 30) \text{ cm}^2.$$

VI.4.3. Le ferrailage :

Le ferrailage minimum doit être de **0,6%** de la section avec des cadres d'ou l'espacement est inférieur à la **min (20 cm, 15 \emptyset)**.

$$A_s = 0,6\% B = (0,6 / 100) (25 \times 30) = 4,5 \text{cm}^2$$

$F = \frac{N_{max}}{\alpha} = 1808,64 \text{ KN}$
$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = 5,19 \text{ cm}^2$
$A_{min}(RPA) = 0.006 \times 30 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2$
<i>Soit : $A_s = 6HA12 = 6.79 \text{ cm}^2$</i>

Tableau VI.5: Ferrailage des longrines.

• **L'espace des cadres :**

$St \leq \min (20\text{cm}, 15\varnothing) \quad St \leq \min (20\text{cm}, 15 \times 1,2)$

$St \leq \min (20\text{cm}, 18\text{cm})$

On adopte: **St = 15cm**

• **Les armatures transversales :**

On choisit forfaitairement : **$\varnothing_t = 6\text{mm}$** .

$A_s = 1,5\text{cm}$

• **Condition des armatures transversales :**

$\varnothing_t \geq 1/3 \varnothing_l \geq 1/3 \times 12$

$6 \text{ mm} \geq 4 \text{ mm} \dots\dots\dots cv$

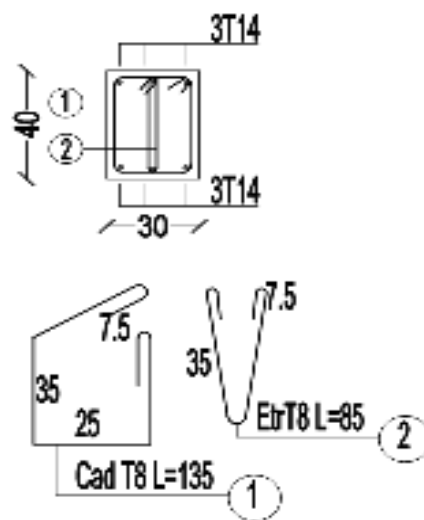


Figure VI.19 : Ferrailage des longrines.

Conclusion générale

Conclusion générale

A la fin de ce travail, nous pouvons dire que le calcul de ce projet et la rédaction de ce mémoire est une expérience unique car pour nous c'est une première. Il a fallu faire appel à toutes les connaissances que nous avons eues durant notre formation et en apprendre de nouvelles.

Ce travail représente une humble initiation au calcul des structures en Béton armé, or nous savons que le travail d'ingénieur en génie civil ne se résume pas qu'au calcul mais comporte plusieurs tâches pour lesquelles l'ingénieur devra faire face tel que l'organisation de chantier, suivi, gestion, etc.

Dans le cadre du présent mémoire nous pouvons citer à titre de conclusion générale les remarques suivantes :

- Après la modélisation de la structure au moyen du logiciel Robot, il nous a été difficile de trouver la bonne disposition des voiles pour l'équilibre de la structure.
- Nous avons découvert les nombreuses possibilités qu'offre l'outil informatique (Robot) notamment le calcul des éléments de la structure (poteaux, poutre,...).
- Nous avons appris en particulier l'utilisation la notion de liaison rigide qui consiste à désigner un nœud du plancher (intersection poutre-chainage) comme nœud maître et les autres nœuds du plancher comme des nœuds esclaves ceci en terme de déplacements c'est-à-dire que tous les nœuds d'un plancher ont les mêmes déplacements U_x , U_y , & R_z ce qui évite de surcharger la mémoire en utilisant des éléments plaques
- Nous avons conscience, qu'on a vu qu'une infime partie des possibilités qu'offre l'outil informatique et que nos connaissances de façon générale sont à parfaire
- Enfin, il fut très difficile de réaliser ce travail dans ces courts délais

ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

LES DONNEES
Caractéristique du béton et
l'acier
Solicitation M_u

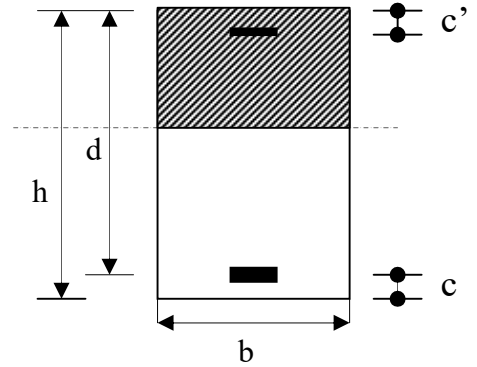
$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\zeta_{es}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \zeta_{es}}$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$



Situation durable :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{cases}$$

Situation accidentelle :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$$

Oui ($A_s' = 0$)

$$\mu < \mu_R$$

Non ($A_s' \neq 0$)

$$1,25 \cdot [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}]$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

Oui

$$\mu \leq 0,186$$

Non

$$\zeta_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s = 3,5 \text{‰} \cdot \left[\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right]$$

$$A_s = M_u / (Z \cdot \sigma_s)$$

$$\zeta_s = (3,5 \cdot 10^{-3} + \zeta_{es}) \cdot [(d - c') / d] - \zeta_{es}$$

$$Z_R = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

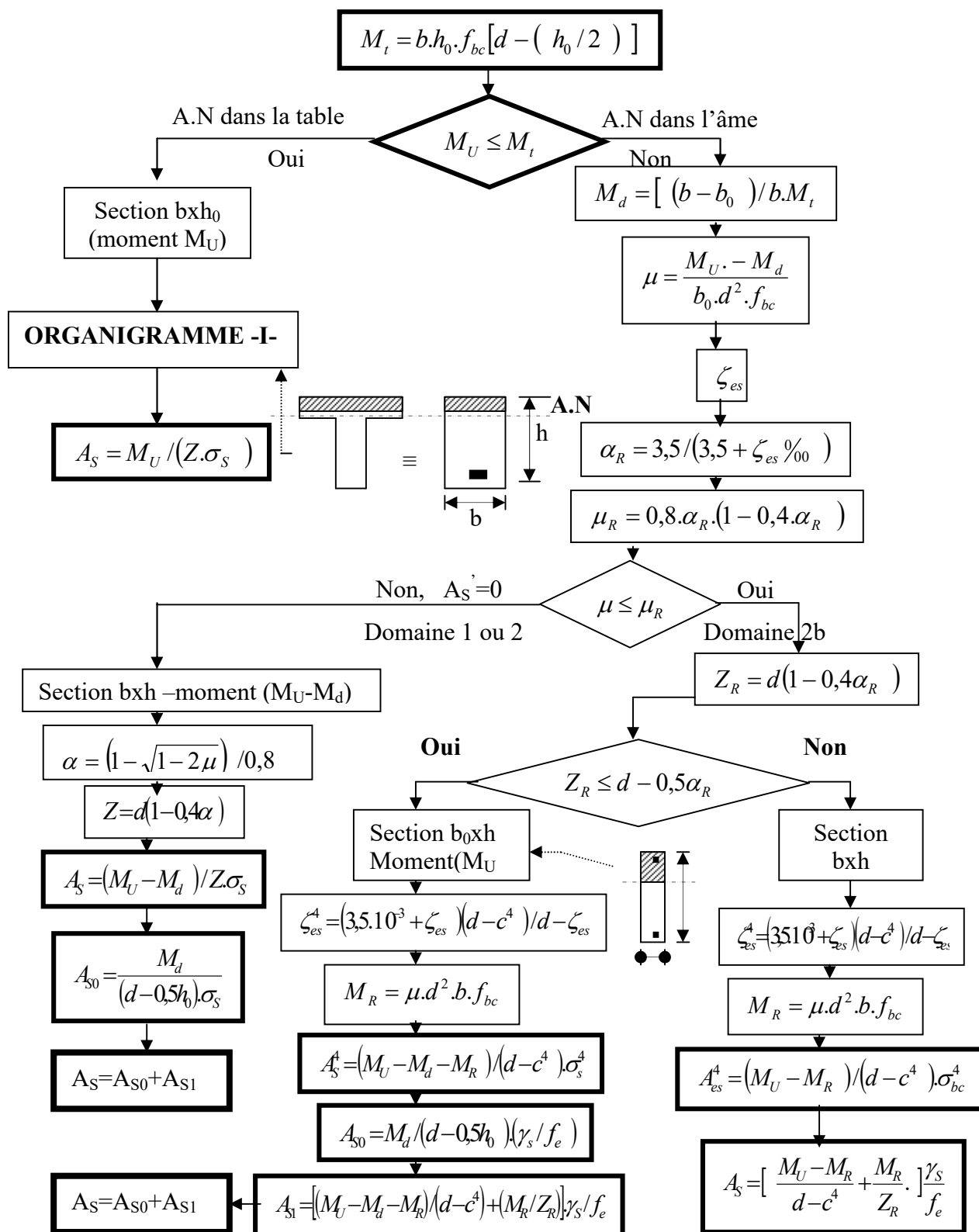
$$M_R = \mu_R \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_R$$

$$A_s' = (M_u - M_R) / [(d - c') \cdot \sigma_s']$$

$$A_s = \left[\frac{M_u - M_R}{(d - c')} + \frac{M_R}{Z_R} \right] \cdot \frac{1}{f_e / \gamma_s}$$

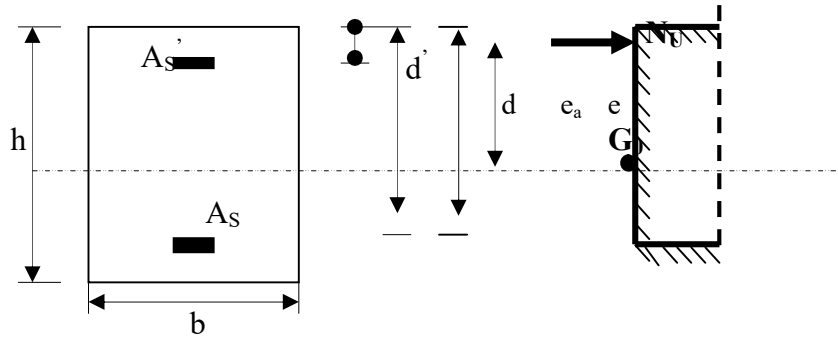
ORGANIGRAMME -II-

CALCUL D'UNE SECTION EN -Té- A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE



ORGANIGRAMME -III-

CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE



LES DONNEES
 $B, h, d, \sigma_{bc}, e, N_U, M_U$

$$N_U = M_U / e$$

$$\psi_1 = \frac{N_U}{b \cdot h \cdot \sigma_{bc}}$$

Oui

$\psi_1 \leq 0,81$

Non

Calculer $E_{NC} = f(\psi_1)$

$$\chi = \frac{0,5 \left(\frac{d^4}{h} \right) - \left[\frac{(d - d') \cdot N_U - M_U}{b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}} \right]}{\left(\frac{6}{7} \right) - \left(\frac{d'}{h} \right)}$$

Oui

$e \leq e_{NC}$

Non

Non

$\chi \leq 0,19$

Oui

Section entièrement comprimée E.L.U
 Non atteint % minimal d'armatures $A = 4 \text{ cm}^2/\text{ml}$ de parement
 $0,2\% \leq A/B \leq 5\%$

Section partiellement comprimée E.L.U
 Pouvant ne pas être atteint si passage ...

Section entièrement comprimée PIVOT C

Oui

$X > 0$

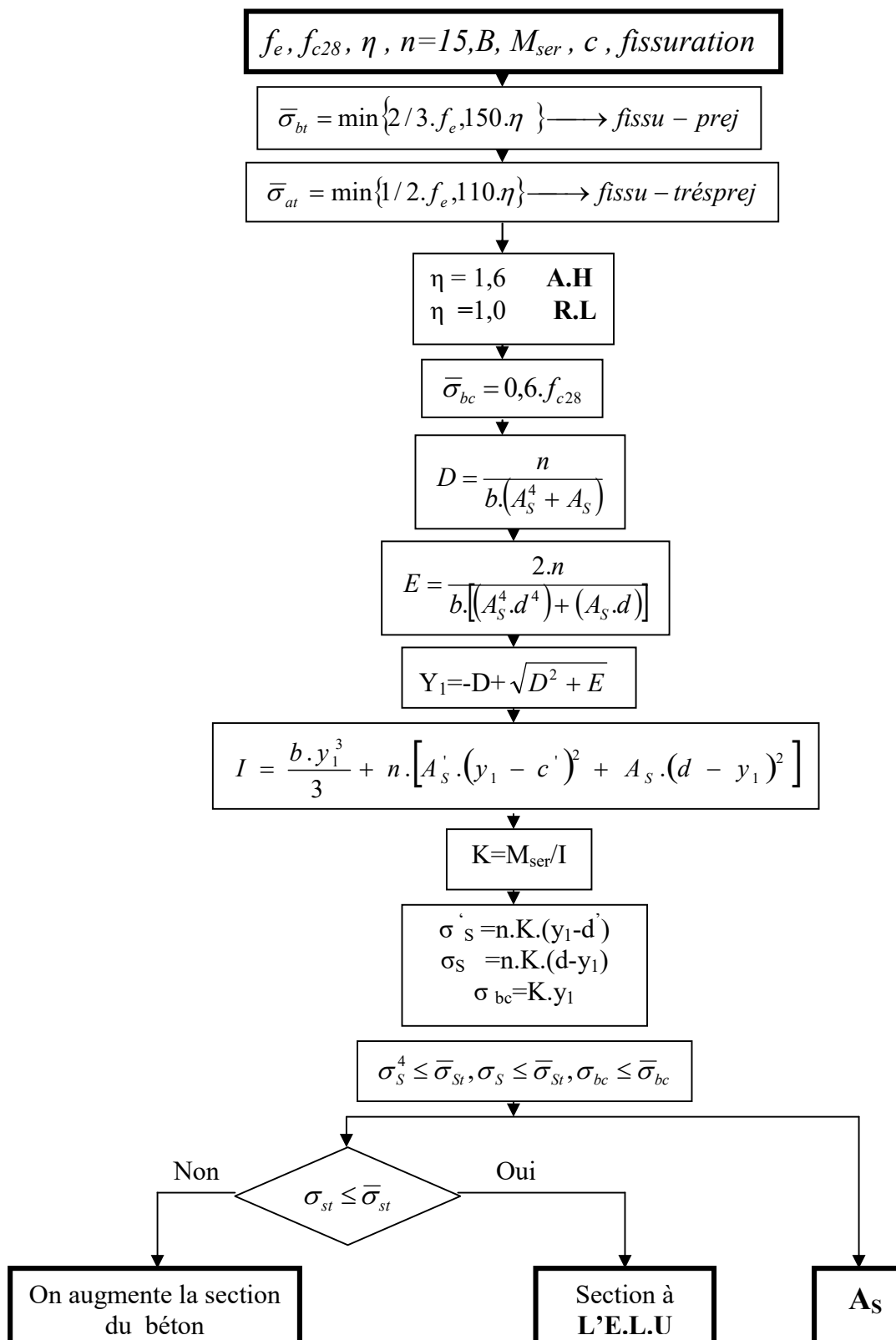
Non

$A_s = 0$
 $A_s = 0$

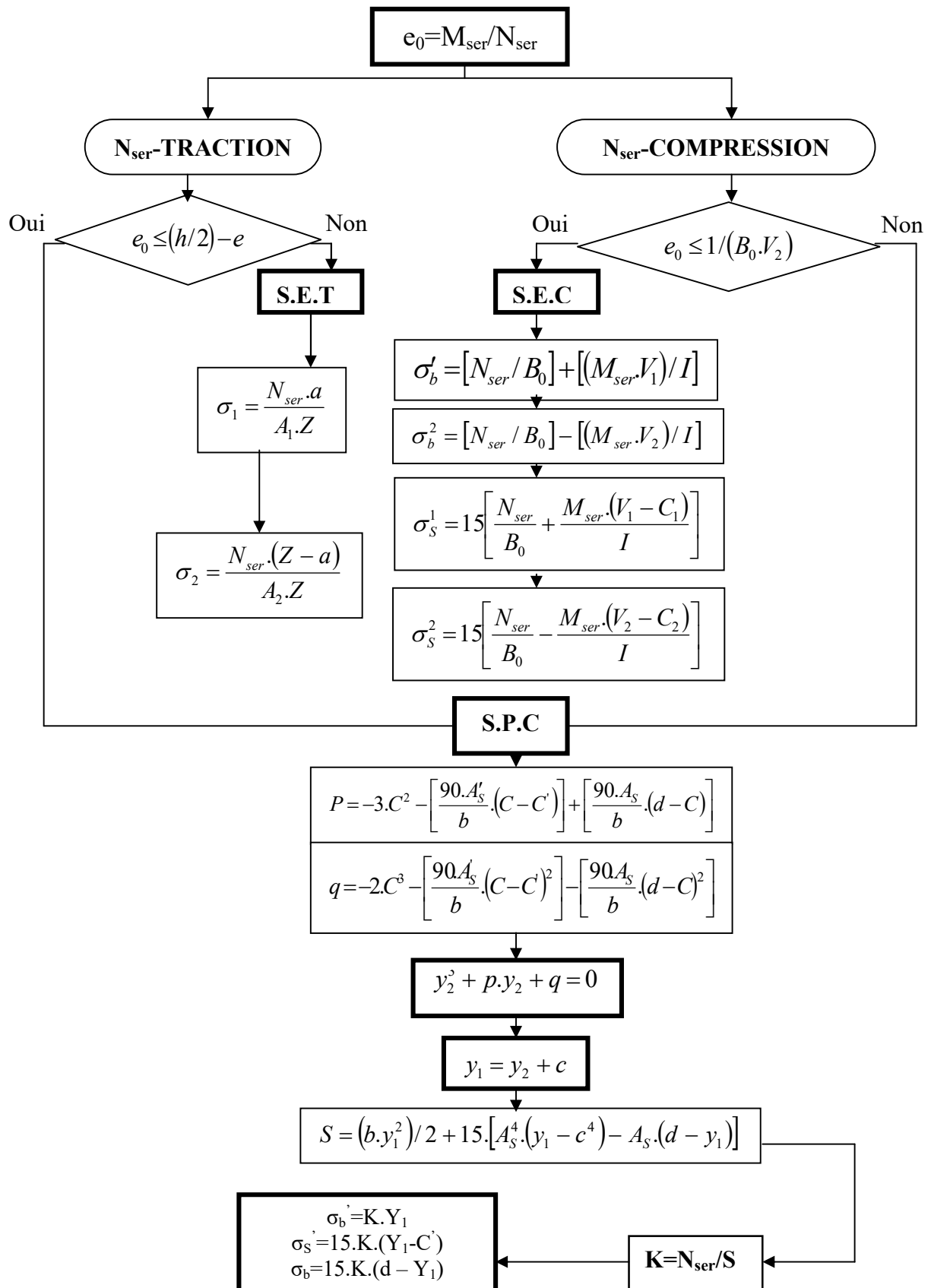
$A_s \neq 0$
 $A_s \neq 0$

ORGANIGRAMME -IV-

VERIFICATION D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.S

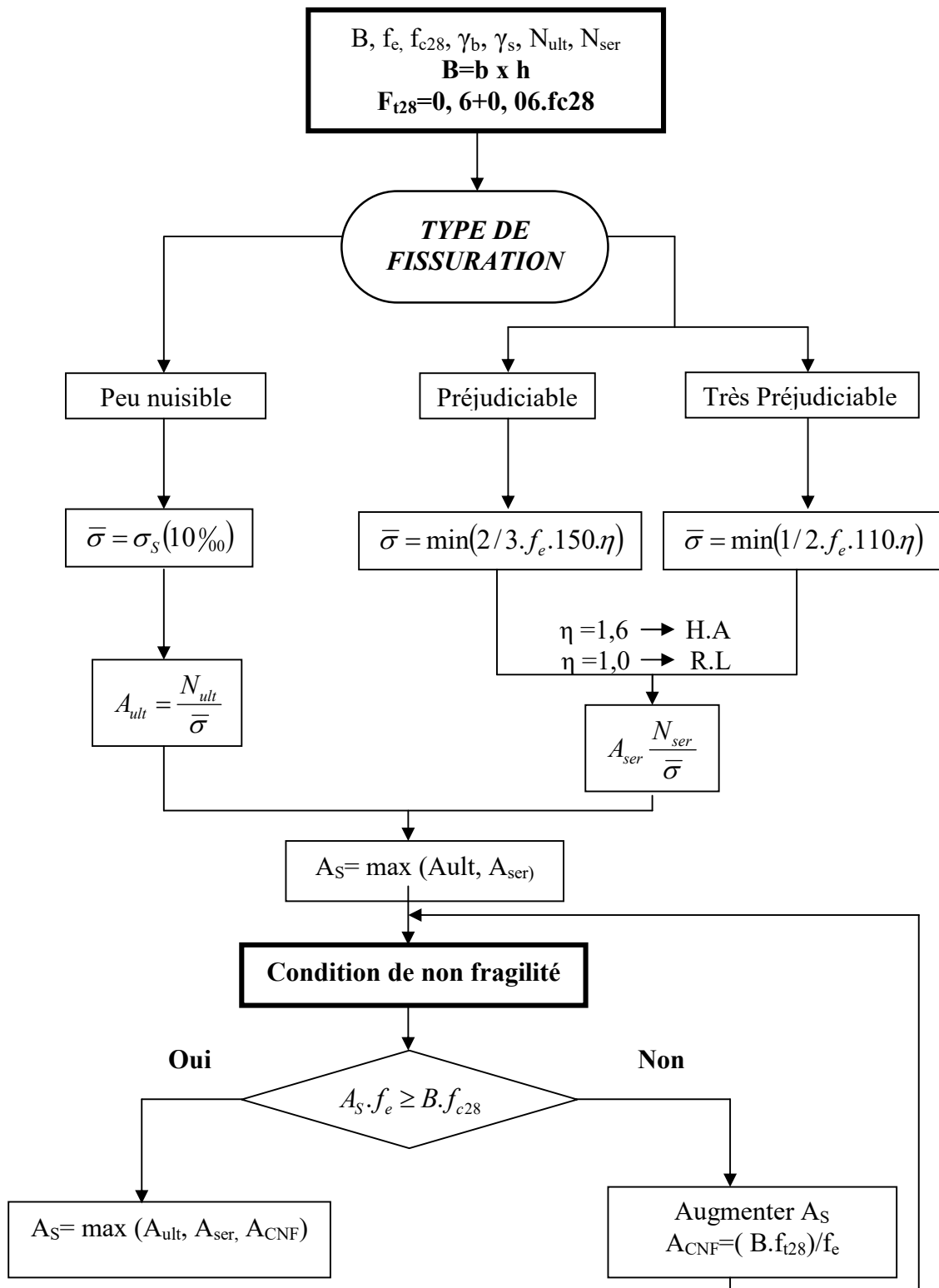


ORGANIGRAMME-V-
FLEXION COMPOSEE A L' E.L.S



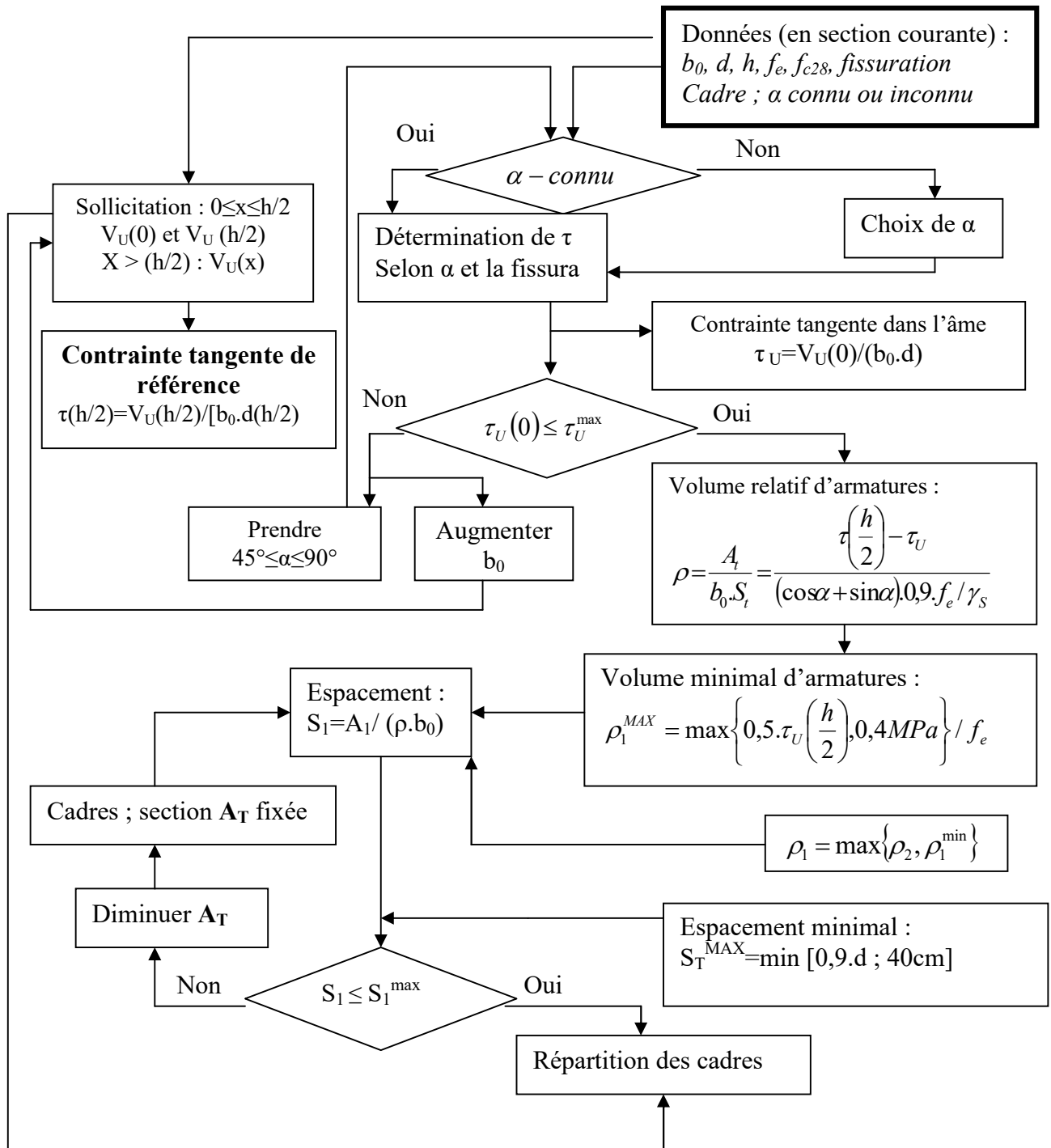
ORGANIGRAMME -VI-

TRACTION SIMPLE



ORGANIGRAMME -VII-

CALCUL DES ARMATURES D'UNE POUTRE SOUMISE A L'EFFORT TRANCHANT



BIBLIOGRAPHIE

Règlement

- ❖ **RPA99** : règles parasismiques algériennes version 2003.
- ❖ **BAEL91** : béton armé aux états limite.
- ❖ **CBA93** : calcul des ouvrages en béton armé.
- ❖ **DTR BC 2.2** : Charges Permanentes et d'Exploitation

Livre

- ❖ Calcul des ouvrages en béton armé (Mr : BELAZOUGHI)
- ❖ Cours en béton armé BAEL 91 (Mr: Jean Pierre Mougin)
- ❖ Calcul des ouvrages en béton armé (RPA2003, CBA93) (Mr : y.Cheraït)
- ❖ Pratique du BAEL91 cours Avec exercices corrigé.

Cours

- ❖ Cours des années passée (BA, RDM, DDS, MDS.....)

LOGICIELS

- ❖ Logiciel de. Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2017.
- ❖ AUTO CAD 2016.
- ❖ EXPERT 2010.