



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET  
POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU



Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



# Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme master en génie civil.  
Option : construction civil et industriel.

## Thème

*Etude d'un bâtiment (R+9) à usage  
d'habitation et Commercial contreventé par  
Voiles et portiques (Modélisé avec ETABS)*

*Etudié par:*

*Mr. LARBAOUI Salim*

*Dirigé par :*

*Madame : SI-AHMED*

*Année 2017/2018*

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# REMERCIEMENTS

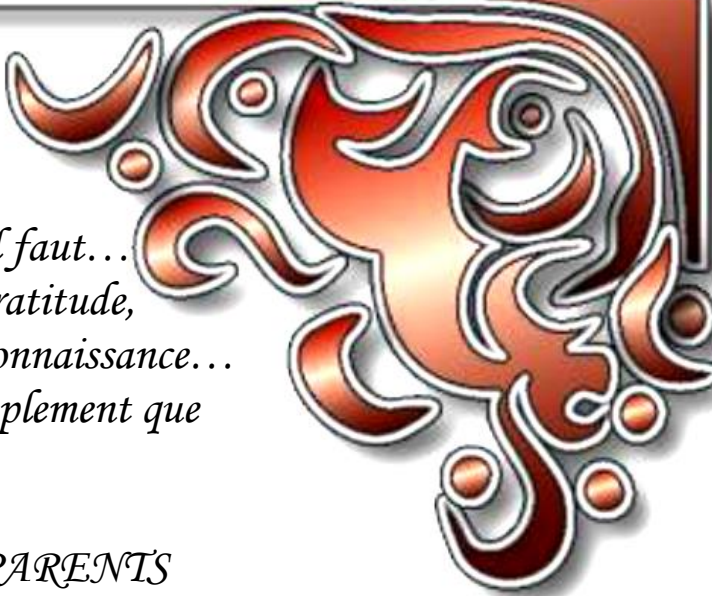
*Au terme de ce travail, nous saisissons cette occasion pour exprimer nos vifs remerciements à toute personne ayant contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.*

*Nous souhaitons tout d'abord remercier notre encadreur Madame SI-AHMED, qui nous a encadrées avec patience durant la réalisation de ce travail de fin d'études. Ces conseils, ces encouragements et sa disponibilité nous ont été bien utiles, notamment pour la rédaction de ce projet.*

*L'expression de notre haute reconnaissance à Mr BOUKAIS ; Mr DROUCHE et Mr DAHMOUS, équipe de la bibliothèque de génie civil qui n'a épargné aucun effort pour mettre à notre disposition la documentation et les explications nécessaires.*

*Nous exprimons également notre gratitude aux membres du jury, qui nous ont honorés en acceptant de juger ce travail.*

*Enfin nous tenons à remercier sincèrement l'ensemble du corps enseignant de l'université UMMTO- faculté de génie civil.*



*Toutes les lettres ne sauraient  
trouver les mots qu'il faut...  
Tous les mots ne sauraient exprimer la gratitude,  
l'amour, le respect, la reconnaissance...  
Aussi, c'est tout simplement que  
Je dédie cette thèse ...*

*À MES CHERS PARENTS*

*Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consentis pour mon instruction et mon bien être.*

*Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagnera toujours.*

*Que ce travail soit l'exaucement de vos vœux tant formulés, le fruit de vos innombrables sacrifices, bien que je ne vous en acquitterai jamais assez.*

*Puisse Dieu, le Très Haut, vous accorder santé, bonheur et longue vie et faire en sorte que jamais je ne vous déçoive.*

*A MON CHER ONCLE KARIM ET MA CHER  
TANTE DORIA*

*Vos conseillers, qui m'ont assisté dans les moments difficiles et m'ont pris doucement par la main pour traverser ensemble des épreuves pénibles...*

*Je vous suis très reconnaissant, et je ne vous remercierai jamais assez pour votre amabilité, votre générosité, vos aides précieuses.*


*A MON CHER ET ADORABLE FRÈRE TAREK  
que j'adore, que j'aime profondément.*


*En témoignage de mon affection fraternelle, de ma profonde tendresse et reconnaissance, je te souhaite une vie pleine de bonheur et de succès et que Dieu, le tout puissant, te protège et te garde.*

*A LA MEMOIRE DE MON GRAND-PERE  
ET MA GRAND-MERE*

*J'aurais tant aimé que vous soyez présents.*

*Que Dieu ait vos âmes dans sa sainte miséricorde.*





*À MES CHÈRES ONCLES, TANTES,  
LEURS ÉPOUX ET ÉPOUSE  
À MES CHÈRES COUSINS, COUSINES  
Veuillez trouver dans ce travail l'expression de mon  
respect le plus profond et mon affection la plus sincère.*

*À MES AMIS DE TOUJOURS :*  
*Ouali, Lyes, Elhadi ; Binor (zine n'michlet); Ghilas (Iblis);  
Hand (calcul); Boussad (I'Ghania), Brahim(Chikor); Bilal mamo ;  
Bilal , Pedro ; Idir ; Raouf ; Yasser ; Amine, Hakim, Adel , Ghani,  
Dihia la star ; Tina (miss monde) Kahina KoKo ; Nawal et Kahina,...*  
*En souvenir de notre sincère et profonde amitié et des moments agréables que  
nous avons passés ensemble. Veuillez trouver dans ce travail l'expression de mon  
respect le plus profond et mon affection la plus sincère.*


*UNE SPECIALE DEDICACE A CETTE PERSONNE QUI  
COMPTE ENORMEMENT POUR MOI, ET POUR QUI JE  
PORTE BEAUCOUP DE TENDRESSE ET DE RESPECT.*

*Mon frère : SADI LAHOUM.*

*JE N'OUBLIE PAS DE REMERCIER VIVEMENT: Chali lamine  
et sa femme Chali Katia.*

*Je ne les remercierai jamais assez pour leurs soutiens, leurs conseils  
judicieux et leurs aides précieuses, merci infiniment.*

*À TOUTES LES PERSONNES QUI ONT PARTICIPÉ A  
L'ÉLABORATION DE CE TRAVAIL, À TOUS CEUX  
QUE J'AI OMIS DE CITER, ET TOUTE LA  
PROMOTION 2018 GENIE CIVIL M2-CCI.*



# Sommaire

<b>Introduction générale</b> .....	
<b>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage</b>	
I-1- Description de l'ouvrage .....	1
I-2- Conception structurelle .....	1
I-3- Caractéristique mécanique des matériaux .....	2
<b>Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments</b>	
II-1- Planchers en corps creux .....	5
II-2- Dalle Pleine .....	7
II-3- L'acrotère.....	8
II-4- les murs .....	9
II-5 - Poutre .....	10
II-6 -Poteaux .....	11
II-7 -Voiles .....	14
II-8- Escalier.....	14
<b>Chapitre III : Calcul des éléments</b>	
III-1- Planchers en corps creux .....	18
III-2- Acrotère .....	26
III-3- Balcon.....	29
III-4- Salle machine .....	32
<b>Chapitre IV : Système de contreventement</b>	
IV-1-Introduction .....	37
IV-2-les étapes d'étude de contreventement .....	37
IV-3-les résultats d'étude de contreventement .....	39
<b>Chapitre V : Etude dynamique et sismique</b>	
V-1-Introduction .....	43
V-2- La méthode de calcul .....	43
V-3-Vérification des conditions du Règlement Parasismique Algériens.....	44
<b>Chapitre VI : Ferrailage des éléments</b>	
VI-1- Poteaux .....	50
VI-2- Poutres .....	56
VI-3-Voiles .....	62
VI-4-Escalier .....	71

**Chapitre VII : Etude de l'infrastructure :**

VII-1- Introduction .....	76
VII-2- Etude géotechnique du sol .....	76
VII-3-Choix du type de fondation.....	76
VII-2- Pré dimensionnement du radier .....	79
VII-3-Calcul de la surface nécessaire au radier .....	80
VII-4-Calcul des sollicitations à la base du radier .....	81
VII-5-Vérifications .....	81
VII-5-Ferraillage du radier .....	84
VII-6-Vérification globale de la structure .....	96

**Conclusion**

**Bibliographie**

**Annexes**

# *Introduction générale*

*Ce projet de fin d'étude porte sur l'étude d'une structure en béton armé. Le bâtiment en question est un «R+9» à usage d'habitation et commercial.*

*L'objectif final du projet est de mettre en situation réelle l'ingénieur de structure ayant des critères économiques à respecter afin d'acquérir méthode et rigueur. Analyse des résultats, valider les hypothèses, faire des choix et savoir les justifier, tel est le but que je me suis fixé.*

*D'abord nous avons obtenu les plans d'architecture par le biais d'un bureau d'étude d'architecte. Ce sont les premiers plans sur lesquels on travaillera pour établir les plans de coffrage béton armé des différents niveaux de la structure.*

*Le deuxième document important qu'on a pu avoir, est le rapport de sol. C'est le document qui va nous permettre de classer le site sur lequel sera implanté l'ouvrage en question. Il permet entre autre, d'obtenir la valeur de la capacité portante du sol et indiquera clairement la profondeur des fondations de notre structure.*

*Une fois les documents cités ci-dessus exploités, on passera à l'étude statique générale du bâtiment, autrement dit un redimensionnement des différents éléments de la structure. Les objectifs de cette phase sont nombreux. Dans un premier temps, elle a comme but de me faire découvrir le bâtiment et les diverses particularités du projet. En effet, celui-ci recèle de nombreuses singularités nécessitant une attention particulière. Dans un second temps, elle me permettra de faire le point sur certains principes de calcul en béton armé et quelques aspects des règlements (les règles technique de Conception et Calcul des structures en Béton Armé (C.B.A 93) ainsi que le Règlement Parasismique Algérien (R.P.A 99 modifié 2003).).*

*Une fois le pré-dimensionnement effectué, vient ensuite le choix du système de contreventement. La structure étudiée est composée de portiques et voiles de contreventement, il s'agit dans cette partie du travail de déterminer le pourcentage et le nombre de voiles à injecter dans la structure ainsi que leurs positionnements en s'appuyant sur le R.P.A 99 modifié 2003, tout en respectant l'architecture de la structure.*

*Afin de faire le calcul dynamique des éléments structuraux on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis **ETABS**, Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par l' **RPA99/version2003**. Un certain nombre de vérifications à la sécurité et au service des éléments a été également effectué. Stabilité d'ensemble (Effet P-D; Etat limite des déplacements inter-étage).*

*Pour conclure, nous passerons au ferrailage de l'infrastructure, ensuite nous ferons une ultime vérification c'est la stabilité de l'ouvrage.*

*L'ensemble ouvrage – fondation - sol doit être en équilibre stable. Il ne doit pas y avoir possibilité de mouvement :*

- **pas de glissement horizontal** : L'adhérence sol – fondation doit empêcher les forces horizontales.
- **pas de renversement** : Les charges horizontales ont tendance à faire basculer l'ouvrage car elles créent un moment. Les forces verticales (poids) doivent les contrebalancer.
- **pas de déplacement vertical**.

# CHAPITRE I:

## PRESENTATION DE L'OUVRAGE



Chapitre I : Présentation de l'ouvrageI-1- Description de l'ouvrage :

<b>L'ouvrage en question est un bâtiment R+9, qui a les caractéristiques suivantes :</b>		
<b>Classification de RPA99 (V2003)</b>	<b>Usage :</b> <b>Multiple</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ RDC à usage commercial.</li> <li>➤ 9 étages à usage d'habitation.</li> </ul>
	<b>Zone d'implantation</b>	Lieu d'implantation est la willaya de <b>Tizi-Ouzou</b> , cette région est classée comme une zone de <b>moyenne sismicité Zone II<sub>a</sub></b>
	<b>Groupe d'usage</b>	Ouvrage d'importance moyenne « <b>groupe d'usage 2</b> »
<b>Caractéristique géométrique</b>	<b>Dimension en élévation</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Hauteur du bâtiment est de : <b>31,62m</b> (sans l'acrotère).</li> <li>➤ Hauteur du Rez-de-chaussée est de : <b>4,08 m</b>.</li> <li>➤ Hauteur de l'étage courant est de : <b>3,06 m</b>.</li> </ul>
	<b>Dimension en plan</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Longueur totale : <b>L= 24,30m</b> (sens longitudinal).</li> <li>➤ Largeur totale : <b>l = 15,5 m</b> (sens transversal).</li> </ul>

Tableau I-1 : Description de l'ouvrage.I-2- Conception structurelle :a) Ossature et contreventement :

La hauteur de l'ouvrage qui égale à 31,62m ; dépasse 14 mètre, d'après le **RPA 99 version 2003**, le système de contreventement du bâtiment sera assuré soit : **par des voiles ou bien par des voiles et des portiques**.

b) Les planchers :

En ce qui concerne le type de plancher, on a opté pour un plancher en corps creux.

c) Fondations :

Le choix de type de fondation dépend :

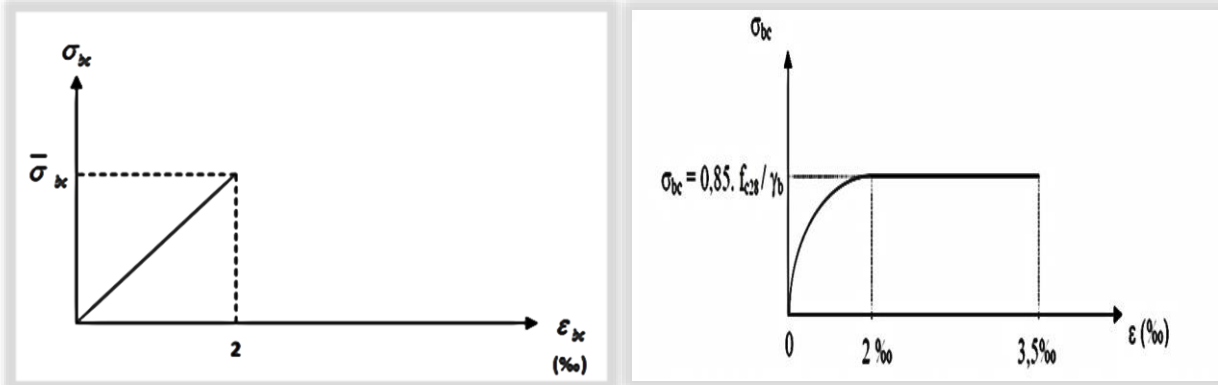
- **du type d'ouvrage à fonder**, donc des charges appliquées à la fondation.
- **Etude géotechnique du sol** : Il est important de faire une bonne reconnaissance des sols .Si la couche superficielle est suffisamment résistants, il sera quand même nécessaire de faire une reconnaissance de sol sous le niveau de la fondation sur une profondeur de deux fois la largeur de la fondation et s'assurer que les couches du dessous sont assez résistantes .Si la couche superficielle n'est pas assez résistante une reconnaissance des sols devra être faite sur une profondeur plus importante.

I-3- Caractéristique mécanique des matériaux :I-3-1-Béton :a) Les différentes caractéristiques de béton :

		Formule /Art BAEL99	Résultat
Résistance caractéristique	Compression	<u>BAEL99 : Art.A.2.1.11 :</u> $f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28}$ pour $f_{c28} < 40\text{MPa}$ .	$f_{c28}=25 \text{ MPA}$ .
	Traction	<u>BAEL99 : Art.A.2.1.12 :</u> $f_{ij} = 0,6+0,06.f_{cj}$ si : $f_{c28} < 60\text{MPa}$	$f_{i28}=2,1\text{MPa}$ .
Coefficient de Poisson		<u>BAEL99 : Art A.2.1.3</u> •ELU : $\nu = 0$ calcul des sollicitations •ELS : $\nu = 0,2$ calcul des déformations	
Poids volumique		$\rho = 25 \text{ kN/m}^3$ pour béton armé.	
Module de déformation longitudinale	Instantané	<u>BAEL99 : Art.A.2.1.21</u> $E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3}$	$E_{i28}=32164,2\text{MPa}$ .
	Diffère	<u>BAEL99 : Art.A.2.1.22</u> $E_{vj} = 3700(f_{cj})^{1/3}$	$E_{v28}=10818,87\text{MPa}$ .
Contrainte limite du béton à la compression	ELU	<u>BAEL99 : Art A.4.3.41</u> $f_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$ <u>Avec :</u> $\theta = 1$ si la durée $> 24\text{h}$ . $\theta = 0,9$ si la durée $> 1\text{h}$ et $< 24\text{h}$ . Si non $\theta = 0,85$ .	- situations durables : $\gamma_b = 1,5$ $f_{bc} = 14,20 \text{ MPA}$ . - situations accidentelle : $\gamma_b = 1,15$ $f_{bc} = 21,74 \text{ MPA}$ .
	ELS	<u>BAEL99: Art.A.4.5.2</u> $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$	$\overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$
Contrainte limite de cisaillement	<u>BAEL99: Art.5.1.1: <math>\tau_u = \frac{v_u}{b.d}</math></u> $\tau_u \leq \min (0,20f_{c28}/\gamma_b ; 5\text{Mpa})$ pour fissuration non préjudiciable. $\tau_u \leq \min (0,15f_{c28}/\gamma_b ; 4 \text{ MPA})$ pour fissuration préjudiciable et très préjudiciable. <u>(BAEL99 : Art A.5.1.211).</u>		

Tableau I-2 : Caractéristique de béton selon BAEL99.

b) Diagramme de déformations (BAEL 99: Art A.4.3.41):



**Figure I-1 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS) et (ELU) respectivement.**

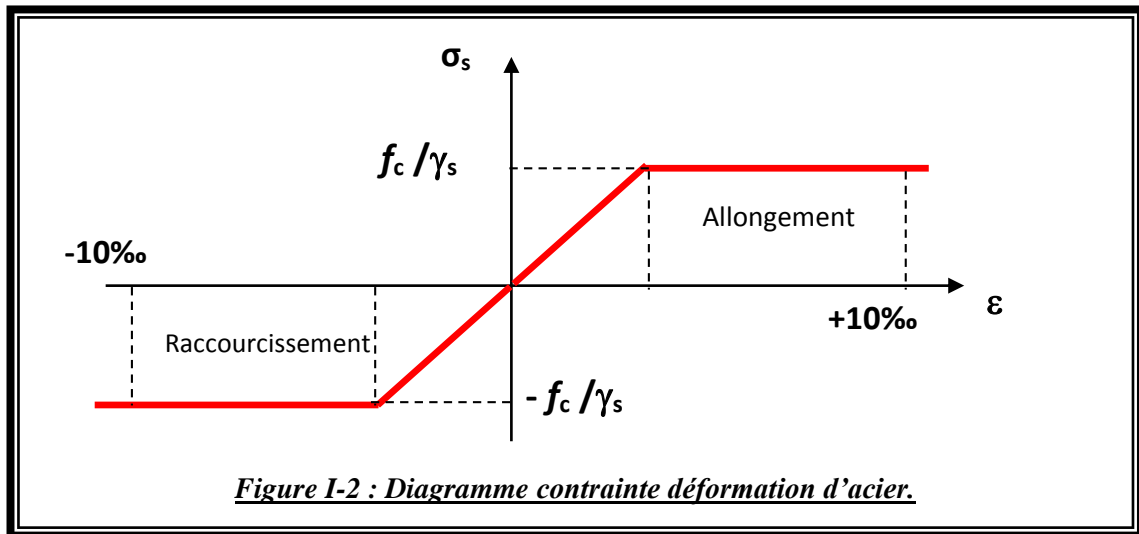
**I-3-2- Aciers :**

a) Caractéristique de l'acier :

		Formule /Art BAEL + valeurs
<b>L'acier utilisé</b>		<ul style="list-style-type: none"> <li>✓ Barres à haute adhérences (HA) : FeE400.</li> <li>✓ Treillis soudés (TS) : FeE520.</li> </ul>
<b>Module d'élasticité longitudinal</b>		<b>BAEL99 : Art A.2.2.1 :</b> $E_s = 2.10^5 \text{MPa}$
<b>Contrainte limite</b>	ELU	<b>BAEL 91 / modifier 99 : Art.4.3.2 :</b> $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$
	ELS	<p><b>Fissuration peu nuisible : BAEL99 : Art A.4.5.32</b> Pas de vérification.</p> <p><b>Fissuration préjudiciable : BAEL99 : Art A.4.5.33</b> <math display="block">\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e, 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})\right)</math></p> <p><b>Fissuration très préjudiciable : BAEL99 : Art A.4.5.34</b> <math display="block">\sigma_s = 0,8 \cdot \min\left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e, 110 \times \sqrt{\eta \cdot f_{ij}})\right)</math> <math>\eta = 1,60</math> pour les aciers à haute adhérence.</p>
<b>Coefficient de sécurité de l'acier.</b>		$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durables} \\ 1,00 & \text{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$

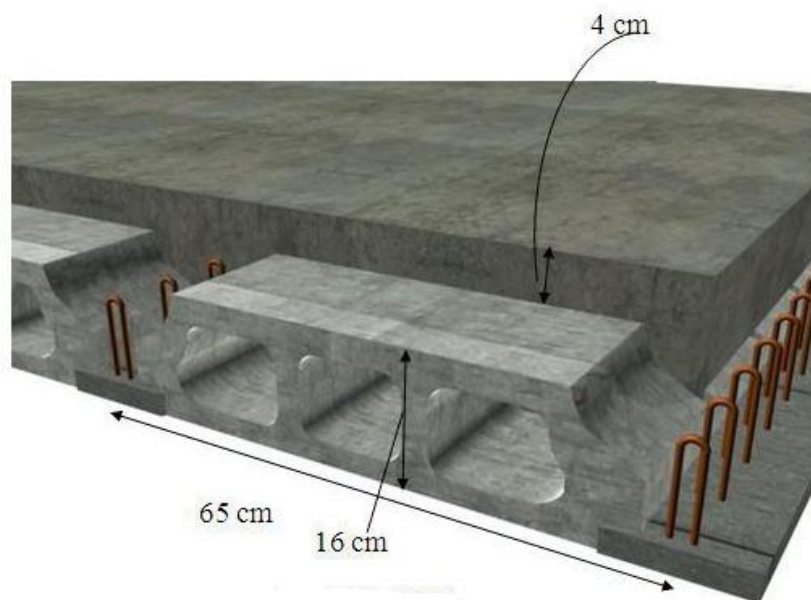
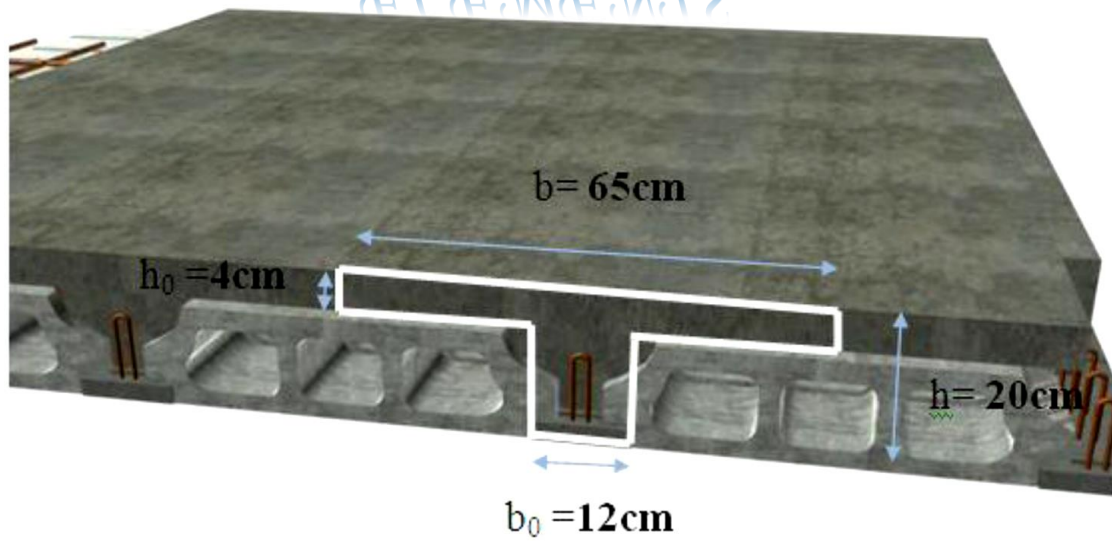
**Tableau I-3 : Caractéristique de l'acier selon BAEL99.**

b) Diagramme des contraintes (Art A.2.2.2, BAEL99):



## CHAPITRE II:

# PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS



Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments

Le pré-dimensionnement a pour but “le pré calcul “des sections des différentes éléments résistants de la structure. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l’ouvrage aux différentes sollicitations. Il sera fait selon les règles suivantes : **CBA93**, **BAEL99** et le **RPA 99/ Version 2003** dont le but est d’arriver à déterminer des sections minimales les plus économiques et résistantes.

II-1- Planchers en corps creux :II-1-1- Pré dimensionnement :a) Corps creux et dalle de compression :

Les planchers sont constitués de corps creux reposant sur les poutrelles qui seront à leur tour disposées suivant les petites portées. Ils assurent une isolation thermique et acoustique entre les différents étages. La hauteur de plancher doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \dots\dots\dots \text{CBA 93 (Art B.6.8.4.2.4).}$$

Avec :  $h_t$  : épaisseur de la dalle de compression + corps creux.

$L$  : la portée entre nu d'appui maximale de la poutrelle.

Remarque : dans un premier temps on prend d’abord une section minimale de (25x25) cm<sup>2</sup> exigée par le **RPA2003** qui correspond à celle d’un poteau en zone II<sub>a</sub> , pour le calcul de  $L$ .

$$\text{On a : } L = 460 - 25 = 435\text{cm} \quad \text{alors : } \frac{L}{22,5} = \frac{435}{22,5} = 19,33\text{cm.}$$

**Conclusion** : On prend  $h_t = 20\text{cm}$ . Pour les planchers en corps creux.

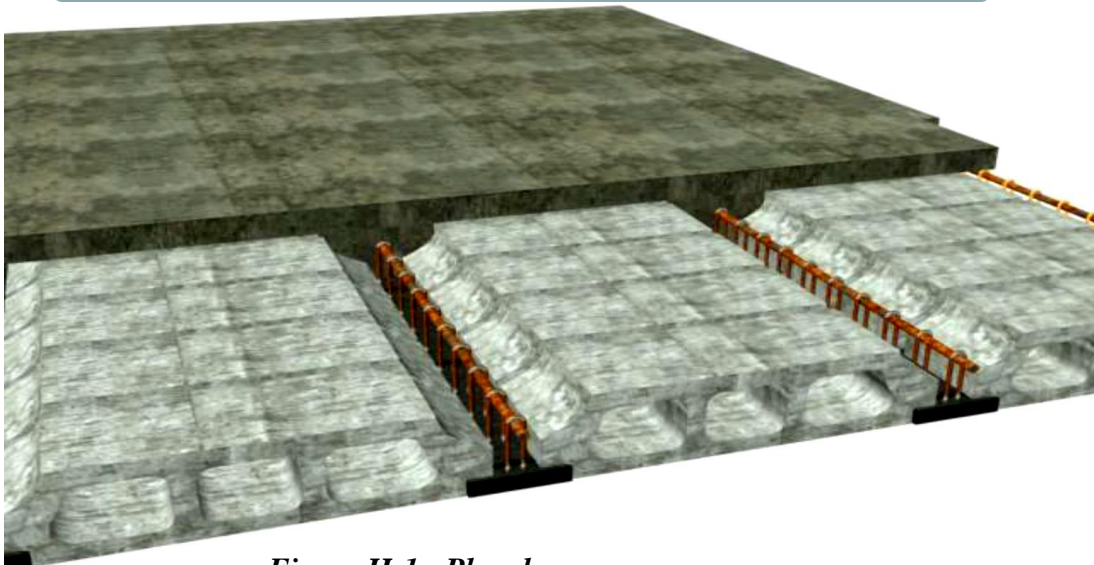
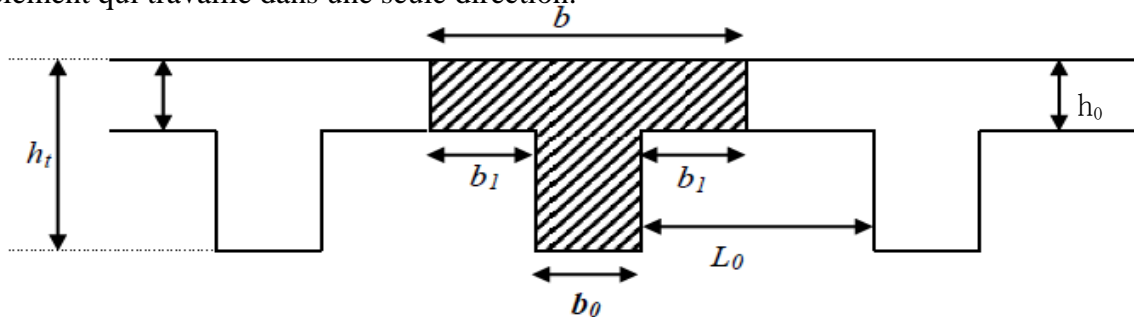


Figure II-1 : Plancher en corps creux.

**b) Nervure : CBA93 (Art A.4.1.3) :**

Les poutrelles travaillent comme une section en « Té », elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, Le plancher en corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction.



**Figure II-2 : La dimension de la nervure.**

b: la largeur de la table de compression est égale à:  $b=b_0+2b_1$ .

On a :  $b_1 = \min (l_0 / 2, l / 10)$  ;  $L=4,35\text{m}$  ( portée max dans le sens de disposition des poutrelles).

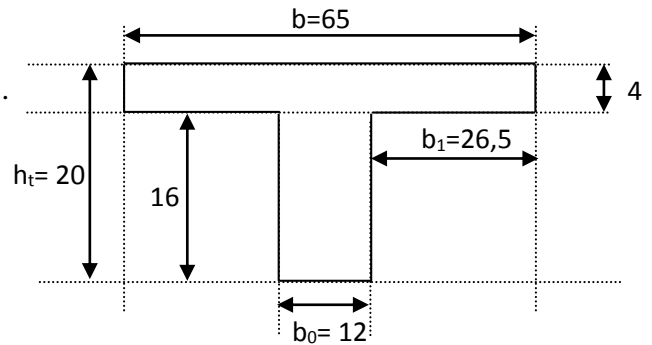
$b_0 = 12\text{cm}$  d'où :  $l_0 = 65 - 12 = 53$

$b_1 = \min (l_0 / 2, l / 10) = \min (53 / 2 ; 435 / 10)$ .

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

$b = b_0 + 2b_1 = 12 + 2 * 26,5 = 65\text{cm}$ .

**Soit :  $b = 65\text{cm}$ .**



**Figure II-3: Dimensions de poutrelle.**

**II-1-2- Détermination des charges et surcharges (DTR B.C.2.2) :**

**a) Charge permanente :**

➤ **Plancher terrasse inaccessible :**

Matériaux	Epaisseur	G (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )	Schéma
1) Couche de gravillons.	0,05	17	0,85	
2) Etanchéité multi couche.	0,02	6	0,12	
3) Forme de pente en béton.	0,07	22	1,54	
4) Feuille de polyane.	/	0,01	0,01	
5) Isolation thermique en liège.	0,04	04	0,16	
6) Plancher en corps creux.	0,20	14	2,8	
7) Enduit en plâtre.	0,02	10	0,2	
<b>La charge permanente: G (KN/m<sup>2</sup>)=</b>			<b>5,68</b>	

**Tableau II-1 : Charge permanente de terrasse inaccessible.**

➤ Plancher étage courant :

Matériaux	Epaisseur	G (KN/m3)	G (KN/m2)	Schéma
1) Carrelage.	0,02	20	0,40	
2) Mortier de pose.	0,02	20	0,4	
3) Lit de sable.	0,02	18	0,36	
4) Plancher en corps creux.	0,20	14	2,8	
5) Enduit de plâtre.	0,02	10	0,2	
6) Cloisons intérieures.	0,1	10	1	
La charge permanent : G (KN/m2)=			5,16	

Tableau II-2 : Charge permanent de l'étage courant.

b) Surcharge d'exploitation :

Plancher	La charge d'exploitation (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher étage courant (habitation).	1,5
Plancher terrasse inaccessible.	1

Tableau II-3 : Surcharge des planchers de l'ouvrage.

II-2- Dalle Pleine :

II-2-1- Pré-dimensionnement :

Eléments	Conditions	e calculé	e adoptée
panneaux en dalle pleine	➤ <b>Condition de sécurité contre l'incendie :</b> <ul style="list-style-type: none"> <li>e = 7 cm pour une heure de coupe-feu.</li> <li>e = 11 cm pour deux heures de coupe-feu.</li> </ul>	11cm	e=15cm
	➤ <b>Condition d'isolation acoustique :</b> Selon CBA93, l'épaisseur doit être supérieure ou égale à : 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.	15cm	
	➤ <b>Résistance à la flexion :</b> La dalle salle machine repose sur trois côtés : $L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40$ . Avec : $L_x = 1,65 \text{ m}$ . Ceci engendre : $165 / 50 \leq e \leq 165 / 40 \Rightarrow 3,3 \text{ cm} \leq e \leq 4 \text{ cm}$	4cm	
Balcon	➤ <b>Résistance à la flexion :</b> $e \geq L / 10$ . Avec : $l = 140 \text{ cm}$ , d'où : $e \geq 14 \text{ cm}$ .	15cm	15cm

Tableau II-4: Dimensionnement des dalles pleines.

II-1-2- Détermination des charges et surcharges (DTR B.C.2-2) :a) Balcon :

Matériaux	Epaisseur (m)	G (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
a) Carrelage.	0,02	20	0,40
b) Mortier de pose.	0,02	20	0,40
c) Lit de sable.	0,02	18	0,36
d) Dalle pleine.	0,15	25	3,75
e) Enduit de ciment.	0,02	18	0,36
<b>La charge permanent G (KN/m<sup>2</sup>) =</b>			<b>5,27</b>
<b>La surcharge d'exploitation Q (KN/m<sup>2</sup>) =</b>			<b>3,5</b>

Tableau II-5 : Charge et surcharge de balcon.b) Dalle salle machine :

Matériaux	Epaisseur	G (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
a) dalle pleine	0,15	25	3,75
<b>La charge permanent uniformément répartie G (KN/m<sup>2</sup>) =</b>			<b>3,75</b>
<b>La surcharge d'exploitation uniformément répartie (KN/m<sup>2</sup>) =</b>			<b>1</b>
<b>La charge d'exploitation concentrique P(KN):</b>			<b>P=90KN.</b>
La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de 9tonnes, notons que le nombre de personnes transportées est de 8			

Tableau II-6 : Charge et surcharge de salle machine en dalle pleine.II-3 L'acrotère :II-3-1- Pré-dimensionnement :

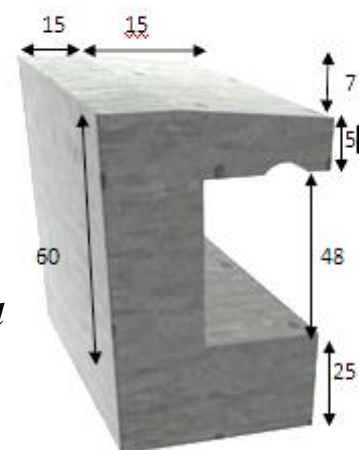
➤ Surface de l'acrotère :

$$S = (0,6 \times 0,15) + (0,05 + (0,07 + 0,05)) \times 0,15 / 2 = 0,10275 \text{ m}^2$$

II-3-2 Détermination des charges et surcharges :

➤ Charge permanente :  $G_{ac} = 0,10275 \times 25 = 2,56875 \text{ KN/ml}$

➤ Charge d'exploitation :  $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Figure II-3 : Dimension de l'acrotère.

➤ Vérification au séisme :

Les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{RPA2003. Art 6.2.3}$$

$A = 0,15$  « zone II<sub>a</sub> ; groupe d'usage 2 ».

$C_p = 0,8$  (RPA 99 page 43)

$W_p = 2,56875 \text{ KN/ml}$  donc :  $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,56875 = 1,233 \text{ KN/ml} \geq Q = 1 \text{ KN/ml}$ .

La charge permanente $G$	La surcharge d'exploitation $Q$	La force de séisme $F_p$
2,56875KN/ml	1KN/ml	1,233KN/ml

II-4- les murs :

II-4-1- Pré-dimensionnement :

Murs extérieurs : (10cm+5+10cm).

Murs intérieurs : (10cm).



Figure II.4: Dimension des murs extérieurs et intérieurs.

II-4-2- Détermination des charges et surcharges :

Eléments	Epaisseur	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$G$ (KN/m <sup>2</sup> )	Schéma
1) Mortier de ciment	0,02	18	0,36	
2) Briques creuses	0,20	09	1,8	
3) lame d'air	0,05	00	0,00	
4) Briques creuses	0,20	09	1,80	
5) Enduit de plâtre	0,02	10	0,20	
Charge permanente totale $G_i$			<b>4,16</b>	

Tableau II-7 : Poids des différents éléments constituant le mur extérieur.

Eléments	Epaisseur	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$G$ (KN/m <sup>2</sup> )	Schéma
1) Enduit de plâtre	0,02m	10	0,20	
2) Briques creuses	0,20m	09	1,8	
3) Enduit de plâtre	0,02m	10	0,20	
Charge permanente totale $G_i$			<b>2,2</b>	

Tableau II-8 : Poids des différents éléments constituant le mur intérieur.

II-5 - Poutre :

II-5-1- Pré-dimensionnement :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs pré-dimensionnement s'effectue par des formules données par le **BAEL91 (modifié 99)**, les sections trouvées doivent vérifier les conditions imposées par le règlement parasismique Algérien (**RPA99**). Les étapes précédentes sont résumées dans ce qui suit :

Selon les règles <b>BAEL 91</b> :(Art.4.14)	Selon le <b>RPA 2003</b> :(Art7.5.1)
<p>✓ <u>La hauteur h de la poutre doit être :</u></p> $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$ <p>✓ <u>La largeur b de la poutre doit être :</u></p> $0,4h \leq b \leq 0,7h$ <p><u>Avec</u> : L : portée de la poutre h : hauteur de la poutre b : largeur de la poutre</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• <u>La hauteur h de la poutre doit être :</u> <math>h \geq 30cm .</math></li> <li>• <u>La largeur b de la poutre doit être :</u> <math>b \geq 20cm</math></li> <li>• <u>Le rapport hauteur largeur doit être :</u> <math>\frac{h}{b} \leq 4</math></li> </ul>

Les résultats sous résumé dans le tableau suivant :

	<b>L max</b>	<b>Dimension</b>	<b>Condition BAEL</b>	<b>Résultat</b>	<b>Condition RPA</b>
<b>P. secondaire</b>	435cm	<b>Hauteur : h</b>	$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$	29 ≤ h <sub>t</sub> ≤ 43,5 h <sub>t</sub> = 35cm	h <sub>t</sub> = 35cm ≥ 30 <b>condition vérifiée</b>
		<b>Largeur : b</b>	0,4h ≤ b ≤ 0,7h <sub>t</sub>	16 ≤ b ≤ 25 b = 25cm.	b = 25cm ≥ 20 <b>condition vérifiée</b>
<b>p. principale</b>	435cm	<b>Hauteur : h</b>	$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10}$	29 ≤ h <sub>t</sub> ≤ 43,5 h <sub>t</sub> = 40cm	h <sub>t</sub> = 35cm ≥ 30 <b>condition vérifiée</b>
		<b>Largeur : b</b>	0,4h ≤ b ≤ 0,7h <sub>t</sub>	16 ≤ b ≤ 30 b = 30cm.	b = 25cm ≥ 20 <b>condition vérifiée</b>

**Conclusion :**

On optera pour les dimensions suivantes : **(25x 35) cm<sup>2</sup> pour les poutres secondaires.**  
**(30\*40) cm<sup>2</sup> pour les poutres principales.**

**II-6 -Poteaux :**

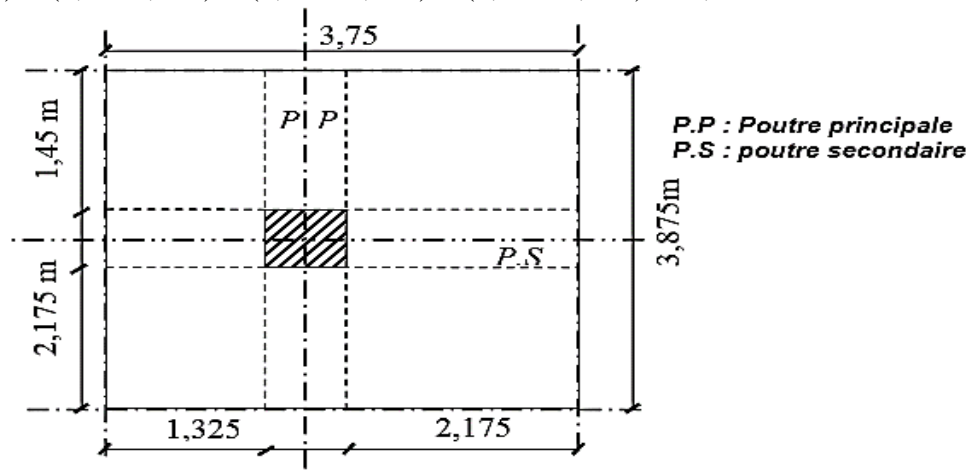
**II-6-1- Pré-dimensionnement :**

Le pré-dimensionnement des poteaux sera fait à *l'ELS* en compression simple, en considérant un effort *N* qui sera appliqué sur la section de béton du poteau le plus sollicité ; cette section transversale est donnée par la relation suivante :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{bc}}$$

**a) Calcul de l'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité :**

$$S_t = (1,45 \times 1,325) + (1,45 \times 2,175) + (2,175 \times 1,325) + (2,175 \times 2,175) = 12,6875 \text{ m}^2.$$



**b) Calcul des charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité :**

Elements	Dimensions	Poids propre	Résultats	$Q_i = S_i \times Q_i$
Poutre principe	30*40	$G_{pp} = (0,30 \times 0,40) \times (3,625) \times 25$	10,875KN	/
Poutre Secondaire	25*35	$G_{ps} = (0,25 \times 0,35) \times 25 \times (3,5)$	7,65625KN	/
Poteau RDC	H=4,08m	$G_{p \text{ rdc}} = 0,25 \times 0,25 \times 4,08 \times 25$	6,375KN	/
Poteau E-courant	H=3,06m	$G_{p \text{ etage}} = 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25$	4,781KN	/
Plancher Terrasse	$S_t = 12,6875 \text{ m}^2$	$G_{pt} = 12,6875 \times 5,68$	72,065KN	12,6875
Plancher habitation	$S_t = 12,6875 \text{ m}^2$	$G_{ph} = 12,6875 \times 5,16$	65,4675KN	19,03125

**Tableau II-9: Charges et surcharges revenant au poteau le plus sollicité.**

**c) Loi de dégression de charge (DTR.B.C.2.2 ; Art6.3) :**

Le nombre minimum des niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de **05**.

Ce qui est le cas de notre bâtiment étudié.

$$Q = Q_o + \frac{(3+n)}{2n} \times \sum Q_i \quad \text{(D. T .R).}$$

$(3+n)/2n$  : Coefficient valable pour  $n \geq 05$ .

Niveau	Les charges permanentes (KN)					Les surcharges (KN)			$N_s$ (KN)	A (cm <sup>2</sup> )	Choix (cm <sup>2</sup> )
	Poteau	Poutre	Plancher	G(KN)	$G_{cumulee}$	Q(KN)	Coefficient de dégression	$Q_{cumulee}$			
1	4,781	18,53125	72,065	95,37725	95,37725	12,6875	1	12,6875	108,06475	72,04316667	35*35
2	4,781	18,53125	65,4675	88,77975	184,157	19,03125	1	31,71875	215,87575	143,9171667	35*35
3	4,781	18,53125	65,4675	88,77975	272,93675	19,03125	0,95	48,846875	321,783625	214,5224167	35*35
4	4,781	18,53125	65,4675	88,77975	361,7165	19,03125	0,9	64,071875	425,788375	283,8589167	35*35
5	4,781	18,53125	65,4675	88,77975	450,49625	19,03125	0,85	77,39375	527,89	351,9266667	35*35
6	4,781	18,53125	65,4675	88,77975	539,276	19,03125	0,8	88,8125	628,0885	418,7256667	40*40
7	4,781	18,53125	65,4675	88,77975	628,05575	19,03125	0,75	98,328125	726,383875	484,2559167	40*40
8	4,781	18,53125	65,4675	88,77975	716,8355	19,03125	0,714	107,805688	824,641188	549,760792	40*40
9	4,781	18,53125	65,4675	88,77975	805,61525	19,03125	0,688	117,4355	923,05075	615,3671667	40*40
10	6,375	18,53125	65,4675	90,37375	895,989	19,03125	0,67	127,445938	1023,434938	682,2899587	45*45

Tableau III-10: Pré-dimensionnement des poteaux.

**II-6-2- Vérification selon le RPA99 /version 2003 (Art7.4.1) :**

Selon Art 7.4.1 du R.P.A 99 /Version 2003 : Les dimensions de la section transversale des poteaux en zone II<sub>a</sub> doivent satisfaire les conditions suivantes :

- **Première condition :**  $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ .
- **Deuxième condition :**  $\text{Min} (b_1, h_1) \geq h_e /20$ .
- **Troisième condition :**  $1/4 \leq \text{Min} (b_1, h_1) \leq 4$ .

Conditions du RPA	Poteaux	Valeur calculée	observation
<b>première condition:</b> $\text{Min} (b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$	35*35	$\text{Min} (b_1, h_1)=35$	Condition vérifiée
	40*40	$\text{Min} (b_1, h_1)=40$	
	45*45	$\text{Min} (b_1, h_1)=45$	
<b>Deuxième condition :</b> $\text{Min} (b_1, h_1) \geq h_e /20$	RDC :h=4,08m	$45 \geq 408/20=20,4$	Condition vérifiée
	Etage courant :h=3,06m	$35 \geq 306/20=15,3$	
<b>Troisième condition :</b> $1/4 \leq b/h \leq 4$	b=h $0,25 \leq b/h=1 \leq 4$		Condition vérifiée

**Tableau II-11: Vérifications des sections des poteaux aux recommandations Du RPA99.**

**II-6-3- Vérification des poteaux au flambement :**

Le flambement est un phénomène d’instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments Comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l’influence défavorable des sollicitations. Le calcul des poteaux au flambement, consiste à vérifier la condition suivante :

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

	Caractéristique géométrique		Longueur de flambement	Moment d'inertie (cm <sup>4</sup> )	Rayon de giration (cm)	L'élancement de poteau
Poteaux	L <sub>0</sub>	S(cm <sup>2</sup> )	L <sub>f</sub> =0,7l <sub>0</sub>	I <sub>min</sub> =h.b <sup>3</sup> /12	i=√I/S	$\lambda = \frac{L_f}{i}$
45*45	408	2025	285,6	341718,75	12,99	21,98
40*40	306	1600	214,2	213333,33	11,55	18,55
35*35	306	1225	214,2	125052,08	10,1036	21,20

**Tableau II-11: Vérification des poteaux aux flambements.**

**Conclusion :** La condition de non flambement est vérifiée pour tous les poteaux.

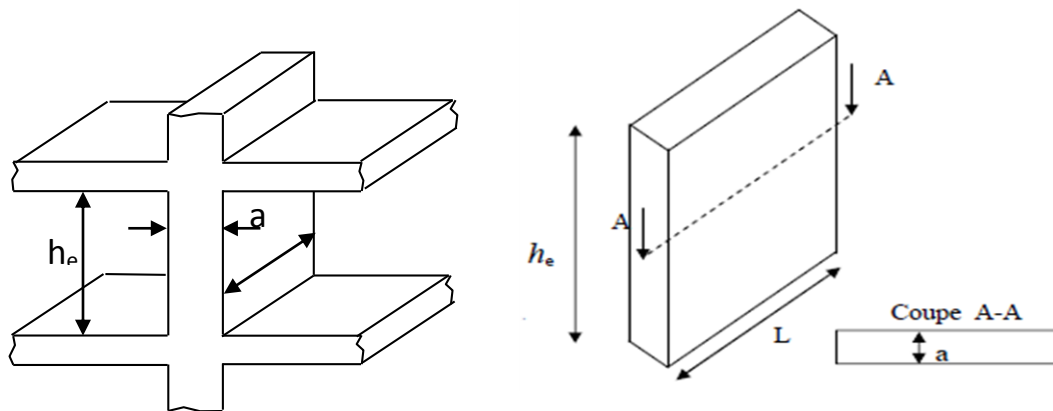
**II-7 : Voiles :**

Les voiles sont des éléments en béton armé coulés sur place, ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des charges verticales.

**II-7-1- Pré dimensionnement :**

<b>a) Vérification d'épaisseur : (Art 7.7.1. Du RPA99 version 2003)</b>	<b>b) Vérification de la largeur: (Art 7.7.1) du RPA99/version2003.</b>
<p>L'épaisseur des voiles est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des Conditions de rigidité aux extrémités, avec une épaisseur minimale de 15cm .Le pré dimensionnement des voiles se feront comme suit :</p> $a \geq \max \left\langle \frac{h_e}{20}; \frac{h_e}{22}; \frac{h_e}{25} \right\rangle$ $h_e = h - h_t = 408 - 20 = 388 \text{ [cm].}$ <p><b>a ≥ 388/20 = 19,4cm      soit : a=20cm.</b></p>	<p>Les éléments satisfaisant à la Condition suivante seuls considéré comme étant des Voile</p> $L_{\min} \geq 4a.$ <p>Dans notre cas :</p> $L_{\min} > 4 \times 20 = 80 \text{ [cm]}$

**Tableau II-12: Les dimensions de voile.**



**Figure II-10 : Dimension de voile.**

**II-8- Escalier :**

Les escaliers du bâtiment sont en béton armé coulé sur place, constitués de paliers et de paillasse.

**II-8-1 : escalier étage RDC :**

**II-8-1-1 : pré-dimensionnement :**

Le pré dimensionnement d'escalier consiste à déterminer :

- Le nombre des marches (n).
- La hauteur de la marche (h), le giron(g).

- L'épaisseur de la paillasse (e).  
L'étage courant comporte deux volées identiques, donc le calcul se fera pour une seule volée.

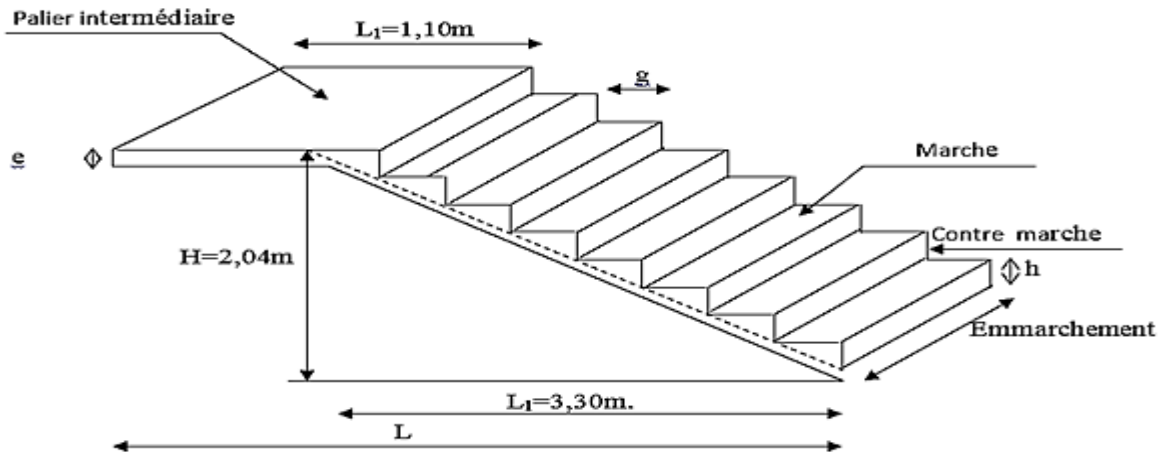


Figure II-11 : Escalier étage RDC.

Les escaliers seront pré-dimensionnés suivant la formule de **BLONDEL**, en tenant compte des dimensions données sur le plan.

$$59\text{cm} \leq g+2h \leq 66\text{cm}$$

$$14\text{cm} \leq g+2h \leq 18\text{cm.}$$

<p><u>Nombre de contre marches</u></p> <p><math>14\text{cm} \leq h \leq 18\text{cm}</math></p>	<p>Soit : <math>h = 17\text{ cm}</math>      <math>n = \frac{H_t}{h} = \frac{204}{17} = 12</math></p>
<p><u>Nombre de marches</u></p> <p><math>m = n - 1</math></p>	<p><math>m = n - 1 = 12 - 1 = 11\text{marches.}</math></p>
<p><u>Calcul de la hauteur du giron</u></p> <p><math>28\text{ cm} \leq g \leq 35\text{cm}</math></p>	<p><math>g = \frac{L}{n - 1} = \frac{330}{11} = 30\text{cm}</math></p>
<p><u>Vérification de la relation de BLONDEL :</u></p> <p><math>59 \leq g+2h \leq 66\text{ cm.}</math>      <math>59 \leq 30 + (2 \times 17) = 64 \leq 66\text{ cm.}</math>  <math>14\text{ cm} \leq h \leq 17\text{ cm}</math>      <math>14\text{cm} \leq h = 17 \leq 17\text{cm}</math>      <b>condition vérifiée.</b></p>	
<p><u>Epaisseur de la paillasse et du palier :</u></p> <p><math>\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}</math></p> <p>Avec :</p> <p><math>L_0</math> : longueur réelle de la paillasse projetée et du palier (entre appuis) :  <math>L_0 = L' + L_2.</math></p> <p><math>L'</math> : longueur de la paillasse projetée.  <math>L_2</math> : longueur du palier.</p>	<p><math>\left\{ \begin{array}{l} \text{tg}\alpha = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,567 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \\ L' = \frac{L_1}{\cos \alpha} = \frac{3,30}{\cos(29,54)} = 3,70\text{m.} \\ L_0 = L' + L_2 = 3,70 + 1,1 = 4,8\text{ m} \\ = 480\text{cm} \end{array} \right.</math></p> <p>D'ou : <math>\frac{480}{30} \leq e_p \leq \frac{480}{20}</math>  <math>16 \leq e_p \leq 24</math></p> <p>On opte pour: <math>e_p = 18\text{ cm.}</math></p>

Tableau II-13 : Dimensionnement des escaliers.

**I-8-2- Détermination des charges et surcharges :**

- Le poids des revêtements :

Elément	Épaisseur (m)	poids volumique (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0,02	20	0,40
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Couche de sable	0,02	18	0,36
Enduit ciment	0,02	18	0,36
<b>G total</b>			<b>1,52</b>

**Tableau II-14 : Charges permanentes revenant aux poids des revêtements.**

- Le palier:

Elément	Épaisseur[m]	poids volumique [KN/m <sup>3</sup> ]	G[KN/m <sup>2</sup> ]
Dalle pleine en béton armé	0,18	25	4,5
poids des revêtements	/	/	1,52
<b>G total</b>			<b>6,02</b>

**Tableau II-15: Charges permanentes revenant au palier.**

- La paillasse (La volée) :

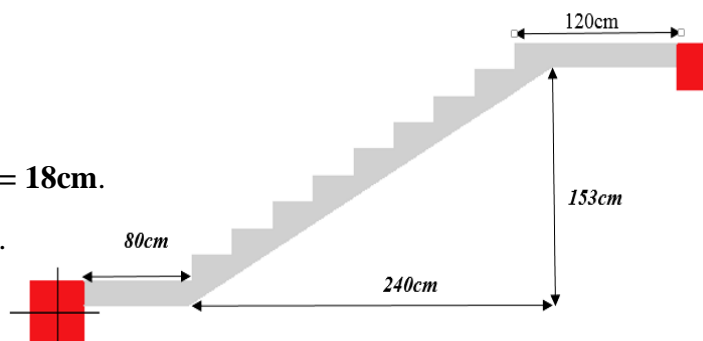
Eléments	G[KN/m <sup>2</sup> ]
Poids propre de la paillasse	$25 \times ep / \text{Cos}\alpha = 25 \times 0,18 / \cos 29,54^\circ = 5,17$
Poids des marches	$25 \times ep/2 = 25 \times 0,17/2 = 2,125$
poids des revêtements	1,52
<b>G total</b>	<b>= 8,815</b>

**Tableau II-16 : Charges permanentes revenant à la paillasse.**

**II-8-2 : Escalier étage courant :**

Le même calcul ce fait pour l'escalier de l'étage courant et on obtient les valeurs suivantes :

- Nombre de contre marche : **n=9**.
- Nombre de marche : **m=8marche**.
- La hauteur du giron : 30cm.
- Épaisseur de la paillasse et du palier : **ep= 18cm**.
- Chargement : paillasse : **G=8,815KN/m<sup>2</sup>**.
- Palier : **G= 6,02KN/m<sup>2</sup>**.
- Surcharge : **Q=2,5KN/m<sup>2</sup>**.



**Figure II-12 : Escalier étage courant.**

Conclusion

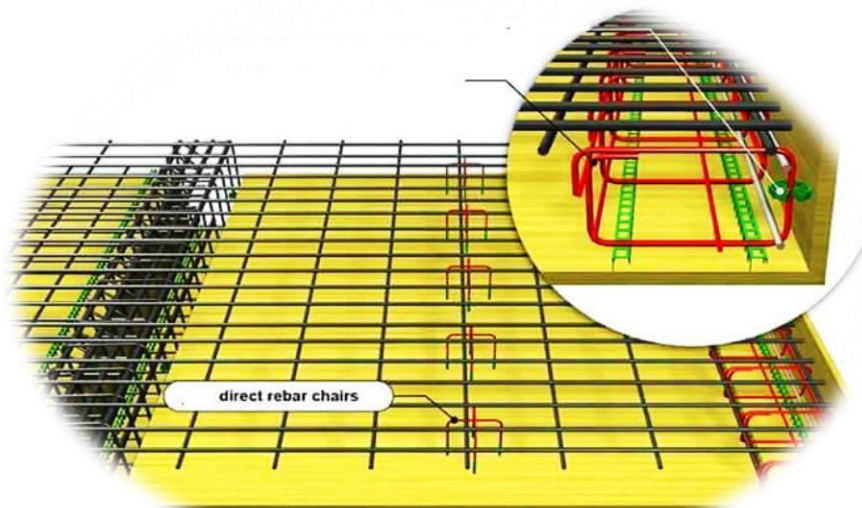
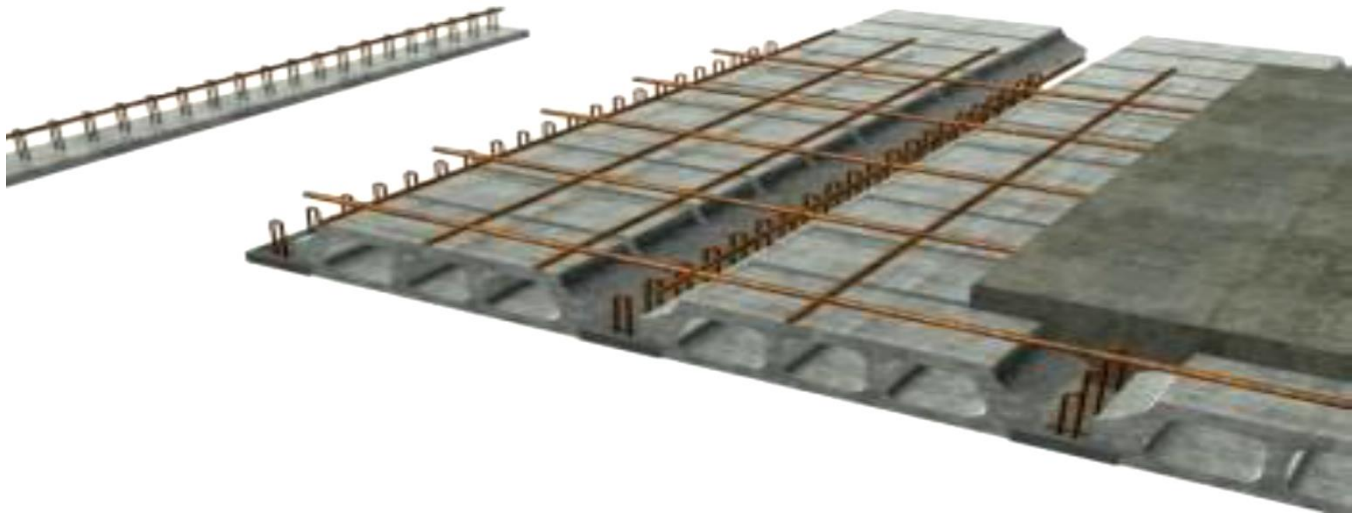
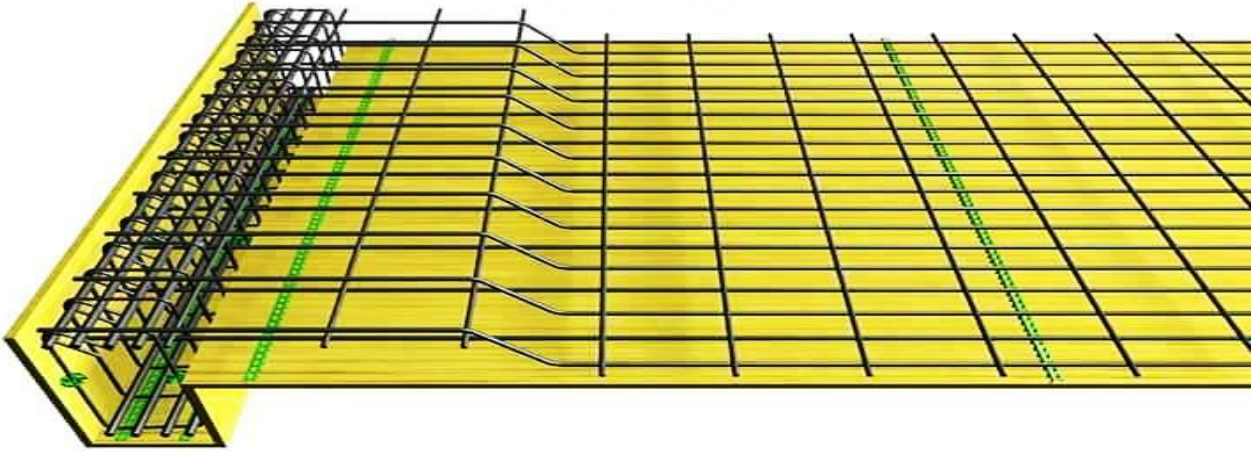
Après avoir fait ces calculs en respectant les différents règlements, on a opté pour le pré-dimensionnement des éléments de la structure comme suite :

	<i>Eléments</i>		<i>Dimensions</i>	<i>Chargements</i>	
				<i>G (KN/m<sup>2</sup>)</i>	<i>Q (KN/m<sup>2</sup>)</i>
<i>Eléments secondaires</i>	<i>Dalle pleine</i>	Balcon	e=15cm	5,27	3,5
		Salle machine	e=15cm	3,75+ (P=90KN)	1
	<i>Plancher corps creux</i>	Etage courant	h=16+4	5,16	1,5
		Terrasse		5,68	1
	<i>Acrotère</i>		S=0,10275m <sup>2</sup>	2,56875	1
	<i>Escaliers</i>	Etage courant	e=18cm	La paillasse : 8,815	2,5
				Le palier : 6,02	2,5
		RDC	e=18cm	La paillasse : 8,815	2,5
				Le palier : 6,02	2,5
	<i>Eléments principales</i>	<i>Poutres</i>	Principale	30*40	/
Secondaire			25*35	/	/
Palier			25*35	/	/
<i>Poteaux</i>		RDC	45*45	/	/
		1 <sup>er</sup> au 4 <sup>eme</sup> étage	40*40	/	/
		5 <sup>eme</sup> au 9 <sup>eme</sup> étage	35*35	/	/
<i>Voile</i>		e=20cm	/	/	
		L ≥ 80cm			

**Tableau II-17 : Caractéristiques géométriques et chargements des éléments de l'ouvrage.**

# CHAPITRE III:

## Calcul des éléments



Chapitre III : Calcul des éléments

III-1- Plancher en corps creux :

III-1-1- Charges et surcharges de plancher (16+4) :

Charge permanente G	Charge d'exploitation Q
Etage courant : $G_{\text{etage}}=5,16\text{KN/m}^2$	Etage courant : $Q_{\text{e-cou}}=1,5\text{KN/m}^2$
Terrasse : $G_{\text{terrasse}}=5,68\text{KN/m}^2$	Terrasse : $Q_{\text{terrasse}}=1\text{KN/m}^2$

Tableau III-1- Chargements de plancher en corps creux.

III-1-2- Etude de plancher :

III-1-2-1- Dalle de compression :

La dalle de compression doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm et être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : pour les armatures perpendiculaires aux nervures ( $A_{\perp}$ ).
- 30 cm : pour les armatures parallèles aux nervures ( $A_{\parallel}$ ).

	Section de calcul	Choix	Espacement
Armatures perpendiculaires aux nervures ( $A_{\perp}$ )	$50 \leq l' = 65\text{cm} \leq 80\text{cm}$ Donc : $A_{\perp} = 4l' / f_e = 4 \times 65 / 520 = 0,50\text{cm}^2/\text{ml}$	$5\phi 6 = 1,41\text{cm}^2$	$S = 20 \leq S_{\text{max}} = 20\text{cm}$ Condition vérifiée.
Armatures parallèles aux nervures ( $A_{\parallel}$ ).	$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2$ $A_{\parallel} = \frac{1,41}{2} = 0,705\text{cm}^2$	$5\phi 6 = 1,41\text{cm}^2$	$S = 20 \leq S_{\text{max}} = 33\text{cm}$ . Condition vérifiée.

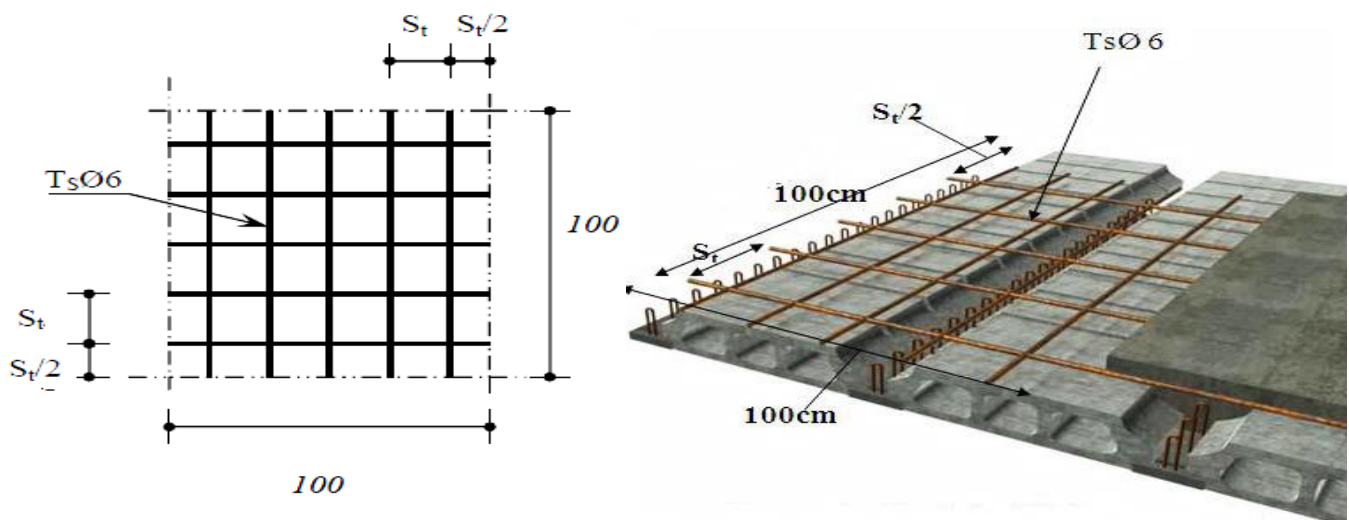


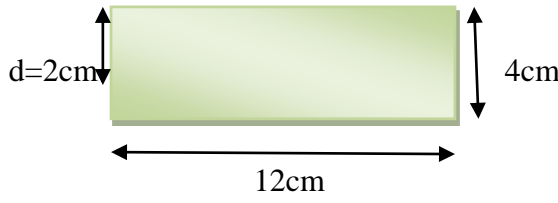
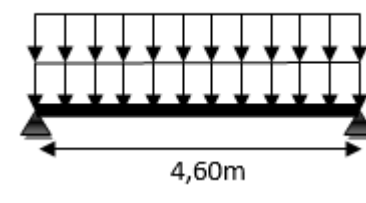
Figure III-1 : Disposition constrictive de la dalle de compression.

**III-1-2-2- Poutrelle :**

Le calcul des poutrelles est généralement fait en deux étapes:

**1<sup>er</sup> Etape : Avant coulage de la dalle de compression :**

L'objectif de calcul avant coulage c'est déterminer si la poutrelle isostatique ou peut se suffir à elle-même ou bien il faudra prévoir des étais (pied droit) intermédiaire. et l'essentielle de calcul se résume dans le tableau suivant :

<p><b>Dimension de la poutrelle</b></p> 		<p><b>Schéma statique (la plus défavorable)</b></p> 
<p><b>Charges et surcharges</b></p> <p><b>Poids propre :</b> <math>G=0,12 \times 0,04 \times 25=0,12\text{KN/ml}</math>.</p> <p><b>Poids d'hourdis :</b> <math>G=0,95 \times 0,65=0,62\text{KN/ml}</math>.</p> <p><b>Le poids de l'ouvrier :</b> <math>Q=1\text{KN/ml}</math></p>		
<p><b>Combinaison de charge à ELU</b></p>		<p><math>q_u= 1,35G+1,5Q=2,5\text{KN/ml}</math>.</p>
<p><b>Diagramme des moments</b></p>	<p><math>M=q_u \cdot l^2/8= 6,6125\text{KN.m}</math></p>	
<p><b>Ferraillage (flexion simple)</b></p>	<p><math>\mu = \frac{M}{f_{bu} b d^2} = 9,70 \geq \mu_l = 0,392 \ll \text{S.D.A ; } A_c \neq 0 \gg</math>.</p>	
<p><b>Conclusion</b></p>		
<p>La hauteur de 4 cm rend impossible la disposition des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige de prévoir des étais intermédiaire pour aider la poutrelle a supporté la charge avant de la coulée.</p>		

**Tableau III-2 : Calcul des poutrelles avant coulage de la dalle de compression.**

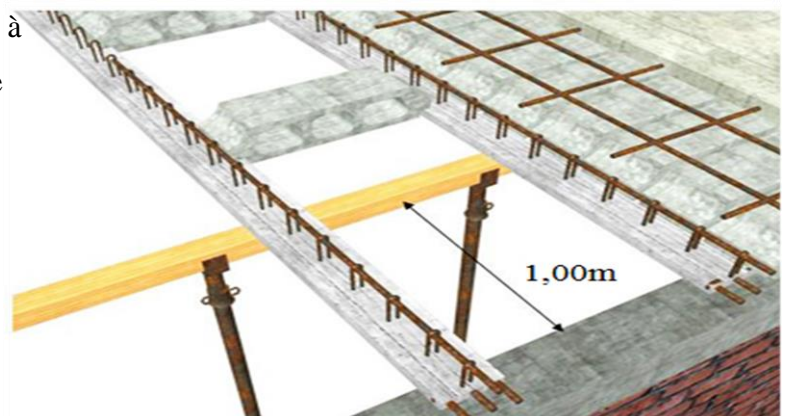
Les étais se sont disposés de telle façon à annuler les armatures comprimées telle

que :  $\mu \leq \mu_l=0,392$  S.S.A c.-à-d. :

$M_U / b \cdot d^2 \cdot f_{bu} \leq \mu_l$  avec :  $M_U=q l^2/8$

D'où :  $L \leq (8 \cdot \mu_l \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bu} / q_u)^{1/2}$

$L \leq 1\text{m}$ . On prend :  $L=1,00\text{m}$



**Figure III-2 : Disposition idéale des étais.**

**2<sup>ème</sup> étape : Calcul après coulage de la dalle de compression :**

Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, pour cela il existe 3 méthodes de calcul :

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode de Caquot.
- ✓ Méthode des 3 moments.

**a) Choix de la méthode :**

- **Condition d'application de forfaitaire :**

$Q \leq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$ On a: $Q_{\max} = 3,5\text{KN/m}^2 \leq \min(2G = 2 \times 5,68 ; 5) = 5\text{KN/m}^2$	Condition vérifiée
Fissuration non préjudiciable	Condition vérifiée
Les moments d'inerties constants	Condition vérifiée
Le rapport successive $0,8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1,25$	Condition non vérifiée

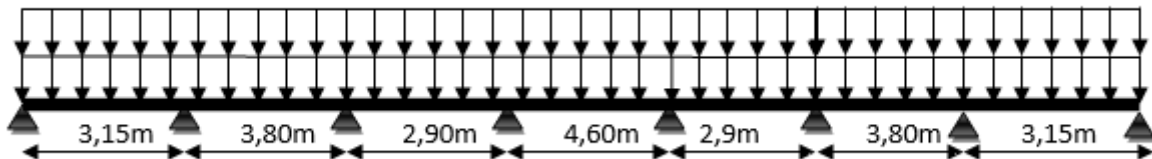
**Conclusion : La méthode forfaitaire n'est pas applicable.**

- **Méthode des 3 moments :**

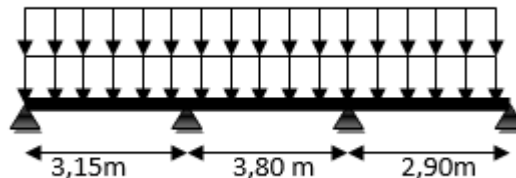
C'est un cas particulier de la méthode des forces, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaire.

**b) Différents type des poutrelles :**

**Type I: niveau: +4, 08; .....; +31,64m.**



**Type II: Niveau: +4, 08; .....; +31,64m.**



**c) Calcul des charge et surcharge revenant aux poutrelles :**

**ELU** :  $q_u = 1,35G + 1,5Q$

$P_U = q_u \times b$

**ELS** :  $q_s = G + Q$

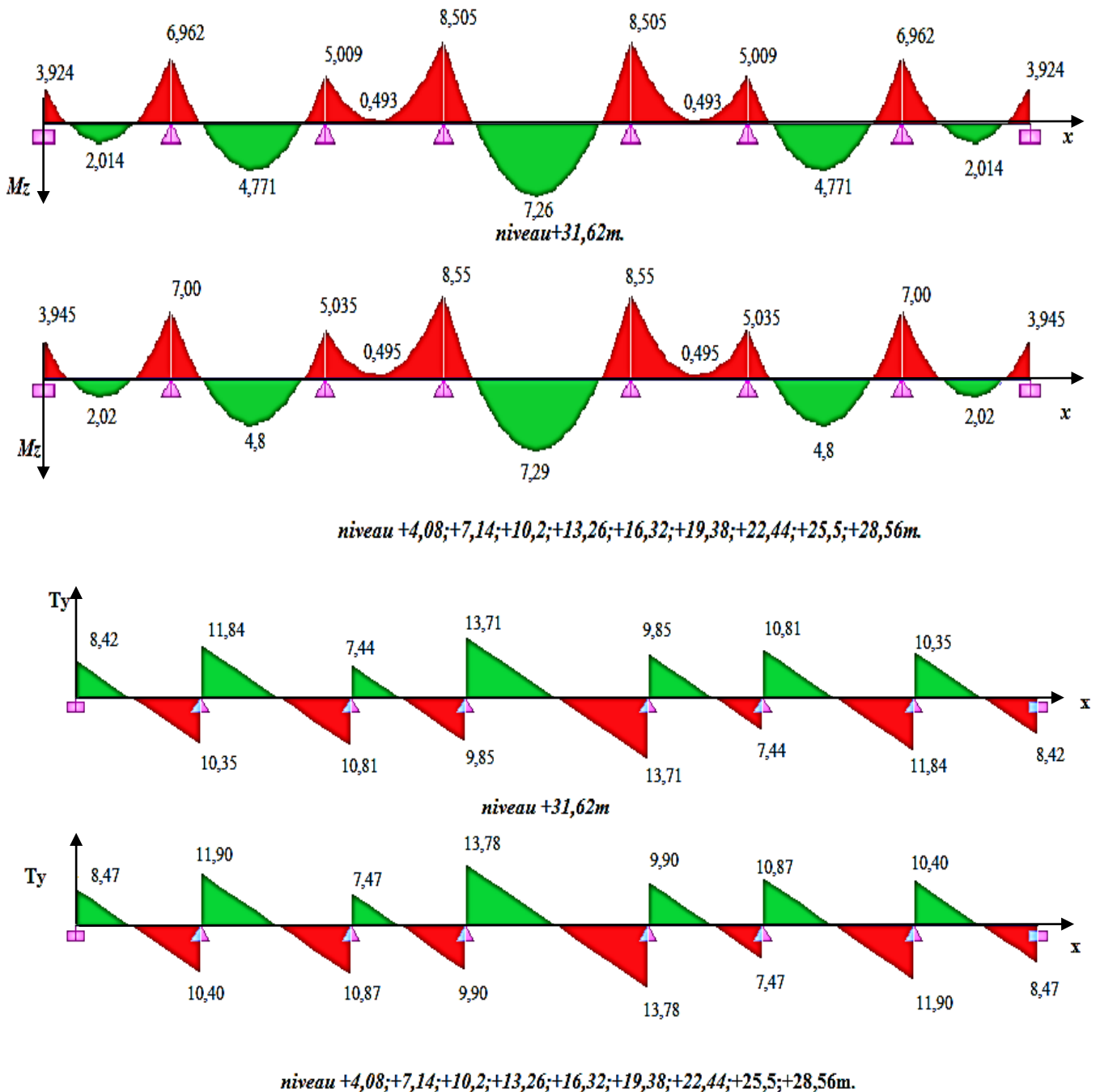
$P_s = q_s \times b$  **avec** :  $b = l' = 0,65\text{m}$ .

Désignation	$G$ (KN/m <sup>2</sup> )	$Q$ (KN/m <sup>2</sup> )	$q_u$ (KN/m)	$P_U$ (KN/m)	$q_s$ (KN/m)	$P_s$ (KN/m)
Terrasse	5,68	1	9,168	5,9592	6,68	4,342
Etage courant	5,16	1,5	9,216	5,9904	6,66	4,329

**Tableaux III-3 : Charge et surcharge revenant à la poutrelle.**

**d) Calcul des efforts interne (Méthode 3moments):**

A l'aide de logiciel de calcul des structures **ETABS** on obtient les valeurs suivantes :



**Figure III-3 : Diagramme des efforts internes à ELU.**

e) Ferraillage des poutrelles :

➤ Armatures longitudinales :

a) **En travée :** Section en T soumise à la flexion simple.

Mt (KN.cm)	Mu(KN.cm)	obs.	$\mu$	$\beta$	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	Condition non fragilité	Choix
729	823	SSA	0,027	0,986	1,33	1,41	3HA10

**Tableau III-5 : Ferraillage des poutrelles en travée.**

b) En appuis :

Section rectangulaire (hxb<sub>0</sub>) soumise à la flexion simple.

Mu (KN.cm)	$\mu$	obs.	$\beta$	A <sub>st</sub>	Condition non fragilités	Choix
855	0,155	SSA	0,915	1,49	0,26	2HA10

**Tableau III-6 : Ferraillage des poutrelles en appuis.**

➤ Armatures transversales (BAEL99/ Art A.7.2.2) :

	Condition	Choix
$\Phi_t$	$\Phi_t \leq (\Phi_{l;min} ; h/35, b_0 /10)$ $\Phi_t \leq (8mm ; 5,7 ; 1,2mm)$	$\Phi_t=6mm$ On choisit un étrier A <sub>t</sub> =2 $\Phi$ 6=0,57cm <sup>2</sup>
S <sub>t</sub>	$S_t \leq \min (0,9d, 40cm) = 0,9*18, 40=16,5$	S <sub>t</sub> =15cm

**Tableau III-7 : Ferraillage transversales des poutrelles.**

III-3- Vérification :

III-3-1- Vérification à ELU V<sub>u</sub>=13,78KN.

a) Vérification de l'adhérence (BAEL99/Art A.6.1.3):  $\tau_s = \frac{V_u}{0,9.d.\Sigma u_i} < \tau_{s,adm} = 0.6.\psi^2 . f_{t28}$ .

	Ferraillage	$\Sigma U_i$	V <sub>u</sub> <sup>max</sup>	$\tau_{se}$	$\tau_{se,adm}$	obc
<b>En travée</b>	3HA10	94,2	13780N	0,903	2,835	C.V
<b>En appuis</b>	2HA10	62,8	13780N	1,77	2,835	C.V

b) Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL99/Art A.7.2.2) :

Contrainte de cisaillement	$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{13,78.10^3}{120.180} = 0,638MPa$
Contrainte cisaillement admissible	$\tau_u \leq \min(0,20f_{c28}/\gamma_b; 5MPa) = 3,33MPa$
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u = 0,638MPa < \tau_{adm} = 3,33MPa$ . Condition vérifiée.

c) **Influence de l'effort tranchant sur le béton (BAEL99/ Art A.5.1.313):**

$$V_u^{max} < 0,4.a.b_0.f_{c28} / \gamma_b.$$

$V_u^{max}$	13,78KN
$0,4.a.b_0 .f_{c28} / \gamma_b$ avec $a=0.9d$	$0,4*0,9*18,12*2,5/1,5=129,6$ KN
$V_u^{max} = 13,78KN < 0,4.a.b_0.f_{c28} / \gamma_b = 129,6KN$ Condition vérifiée	

d) **Influence de l'effort tranchant sur les armatures (BAEL99/Art A.5.1.321):**

$$A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_U^{max} + \frac{M_{max}}{0,9.d}).$$

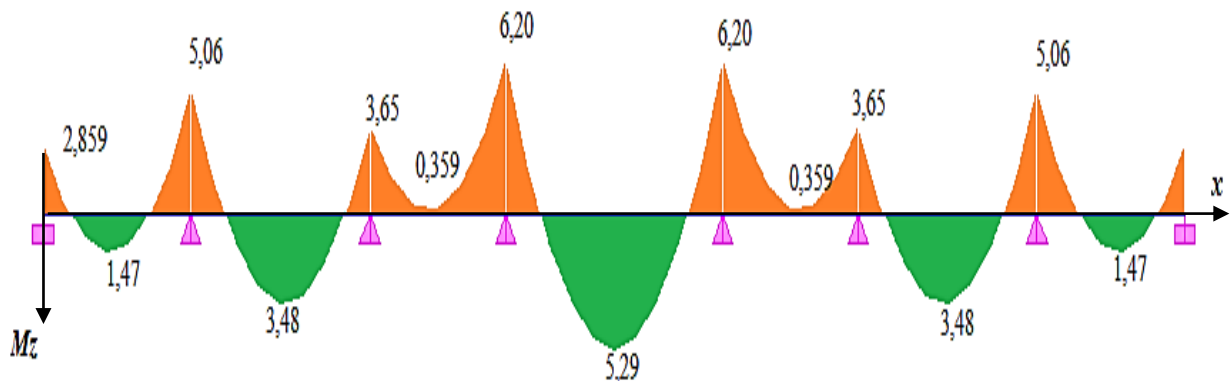
Efforts aux appuis	$\frac{\gamma_s}{f_e} (V_U^{max} + \frac{M_{max}}{0,9.d})$	Observation
$M_U^{max} = -8,55$ KN.m	-1,12 < 0	Aucune vérification n'a effectué
$V_U^{max} = 13,78$ KN		

e) **Calcul des scellements droit (BAEL99/Art A.6.1.23) :**  $L_s = \phi . f_e / 4 . \tau_{se}$ .

$\phi = 10\text{mm}$	$L_s = 1,0 \times 40 / (4 \times 0,2835) = 35\text{cm}.$ $10\phi = 10\text{cm}$ $0,4l_s = 15\text{cm}.$ $5,5\phi = 5,5\text{cm}.$	
----------------------	--	--

**III-3-2- Vérification à ELS :**

a) **Diagramme des moments fléchissant :**



**Figure III-4: Diagramme de moment fléchissant à ELS.**

**b) Vérification l'état limite de la compression du béton :**

➤ **Contrainte dans l'acier :**  $\sigma = M_v / (\beta \cdot d \cdot A_s) < \sigma_{adm} = f_e / \gamma_s = 348 \text{MPa}$ .

	A <sub>ST</sub>	M <sub>t</sub>	A <sub>t</sub> (cm <sup>2</sup> )	ρ	β	K <sub>1</sub>	$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot A_s}$	σ <sub>s.adm</sub>
En travée	3HA10	5,29	2,35	1,09	0,860	20,71	113,805	348
En appui	2HA10	6,20	1,57	0,73	0,876	25,32	196	348

➤ **Contrainte de compression du béton :**

La fissuration non préjudiciable donc il doit satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{bc} < \sigma_{adm} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{MPa}.$$

**En travée :**  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = 113,805 / 20,71 = 5,50 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$ .

**En appuis :**  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = 196 / 25,32 = 7,74 \text{MPa} < 15 \text{MPa}$ .

Alors la section est vérifiée vis-à-vis de la compression.

**c) Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

La fissuration étant non préjudiciable donc aucune vérification n'est nécessaire.

**d) Etat limite de déformation : (BAEL91. A.B.68.4.24) :**

➤ **Calcul de la flèche :** (Art. B6.5.2/ BAEL91) :  $f_v = \frac{M_t^{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}}$

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = B + nA = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15A_t$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2,35 = 487,25 \text{cm}^2$$

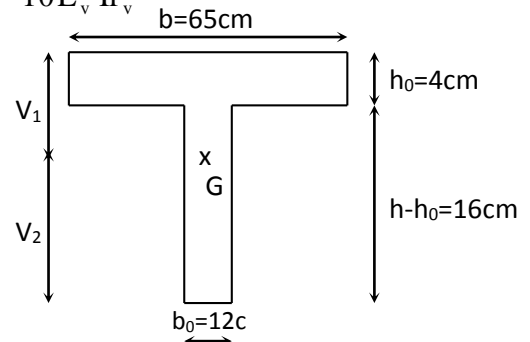
Moment statique :

$$S/_{xx} = \frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15A_t \cdot d$$

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,35 \times 18 = 3458,5 \text{cm}^2$$

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,10 \text{cm} \quad ; \quad V_2 = h - V_1 = 20 - 7,10 = 12,90 \text{cm}$$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + (b - b_0) h_0 \left[ \frac{h_0^2}{12} + (V_1 - \frac{h_0}{2})^2 \right] + 15A(V_2 - c)^2.$$



$$I_0 = \frac{12}{3}(7,10^3 + 12,90^3) + (65 - 12) \times 4 \left[ \frac{4^2}{12} + (7,10 - \frac{4}{2})^2 \right] + 15 \times 2,35(12,90 - 2)^2 = 20003,24 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,011 \quad \text{D'où :} \quad \lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho(2 + \frac{3b_0}{b})} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,011 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 1,50$$

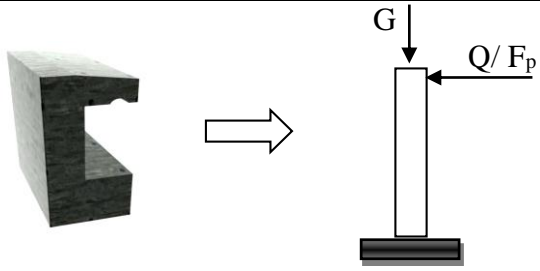
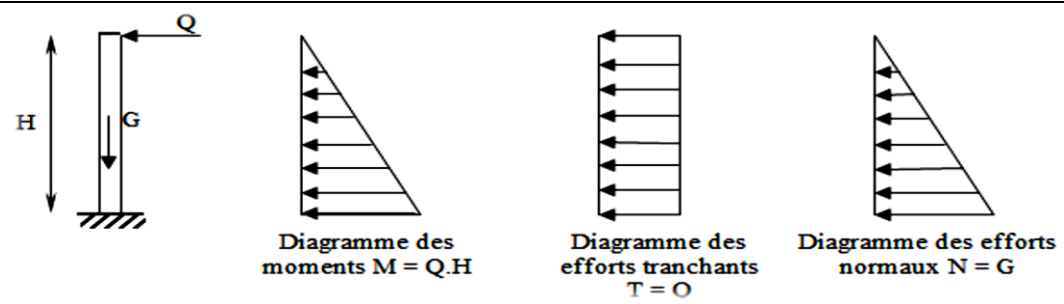
$$\mu = \max(1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0) = \max(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,011 \times 113,805 + 2,1}; 0) = 0,48.$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 20003,24}{1 + 1,5 \times 0,48} = 12792,77 \text{ cm}^4$$

$$f_v = \frac{5,29 \times (4,6)^2 10^7}{10 \times 10818,87 \times 12792,77} = 0,81 \leq \frac{L}{500} = 0,92 \text{ cm} \dots\dots \text{La flèche est vérifiée.}$$

III-2- Acrotère :

III-2-1- Sollicitations et combinaisons des charges :

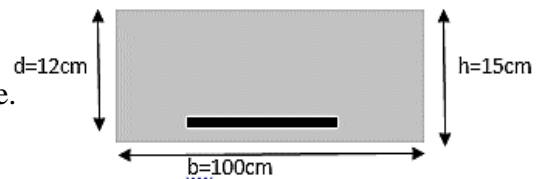
	<b>Section</b>	$S=0,10275 \text{ m}^2.$		
	<b>Hauteur</b>	$h=0,6\text{m}.$		
	<b>G (KN/ml)</b>	$2,56875\text{KN/ml}.$		
	<b>Q (KN/ml)</b>	$Q =1\text{KN/ml}.$		
	<b>F<sub>p</sub> (KN/ml)</b>	$F_p=1,233 \text{ KN/ml}.$		
Sollicitations	<b>Charge</b>	<b>Effort normal N</b>	<b>Effort tranchant T</b>	<b>Moment fléchissant M</b>
	G <sub>acr</sub>	$N_G=G_{acr} \times 1\text{ml}$ $=2,56875\text{KN}$	$T_G= 0 \text{ KN}$	$M_G= 0 \text{ KN.m}$
	Q <sub>acr</sub>	0KN	$T_Q=Q_{acr} \times 1\text{ml}=1\text{KN}$	$M_Q=Q_{acr} \times h=1 \times 0,6$ $=0, 6\text{KN.m}$
	F <sub>p</sub>	0KN	$T_F=1,233\text{KN}.$	$M_F=F_p *h=1,233 \times 0,6$ $=0, 7398\text{KN.m}$
Diagrammes des efforts internes				
		<b>Diagramme des moments M = Q.H</b>	<b>Diagramme des efforts tranchants T = 0</b>	<b>Diagramme des efforts normaux N = G</b>
Combinaisons Des charges	ELU	$1,35G+1.5Q=1.35 \times N_G+1.5N_Q=1.35 \times N_G$		$N_u = 3,4678\text{KN}$
		$1.35M_G + 1.5M_Q = 1,35 M_Q$		$M_u = 0, 9\text{KN.m}$
	ELS	$G +Q = N_G+N_Q = N_G$		$N_s = 2,56875\text{KN}$
		$M_G+M_Q = M_Q$		$M_s = 0, 6\text{KN.m}$
	RPA	$G+Q+E=N_G+N_Q+F_p$		$N = 2,56875\text{KN}.$
		$M_G+M_Q+M_F$		$M = 1,3398\text{KN.m}$

III-2-2- Ferrailage (flexion composée) :

a) **Hypothèse :**

- ✓ L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- ✓ La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1m.

Avec :  $h=15\text{cm}$ ,  $d=12\text{cm}$ ,  $c=c'=3\text{cm}$ ,  $b=100\text{cm}$ .



b) **Calcul de l'excentricité : CBA93 (Art A.4.3.5 page25) :**  $e = M_u / N_u$

La combinaison à considérer est :  $G+Q+E$  :  $N=2,56875\text{KN}.$   $M=1, 3398\text{KN.m}$

$$e = M_u / N_u = 1,3398 / 2,56875 = 0,52m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} e = 0,52m \\ \frac{h_o}{2} - c' = \frac{15}{2} - 3 = 4,5m \Rightarrow e > \left( \frac{h_o}{2} - c' \right) \end{array} \right.$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central, pour cela la section est partiellement comprimée et le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

c) **Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue :**

$$a = e + \left( d - \frac{h_o}{2} \right) = 56,5cm. \quad \text{et} \quad M_f = N_u \cdot a = 145,134KN \cdot cm.$$

d) **Calcul de ferrailage (flexion composée, cas de compression) :**

Calcul des moments réduits		
$\mu = \frac{M_f}{f_{bu} b d^2} = 0,007 \leq \mu_l = 0,392$ « Pas d'aciers comprimés » S.S.A		
Coefficient de la fibre neutre	$1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\alpha = 0,00878.$
Bras de levier du couple interne	$\beta = (1 - 0,4\alpha)$	$\beta = 0,996.$
Détermination de la section théorique des aciers tendus		
Section fictive d'acier	$M_f / \beta \cdot d \cdot \sigma_{st}$	$A_f = 0,348cm^2$
la section d'acier en flexion composée	$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$	$A_s = 0,28cm^2$
Condition de non fragilité.	$0,23 b d f_{t28} / f_e$	$A_{min} = 1,45cm^2$
<b><math>A = A_{min} = 1,45cm^2</math> soit 4HA8=2,01cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 25cm.</b> <b><math>S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33 \text{ cm}\} = 33cm.</math></b>		
Les armatures de répartition.	$A/4$	$0,5025cm^2$
<b>4HA8=2,01cm<sup>2</sup>, avec un espacement de 20cm.</b> <b><math>S_t = 15cm \leq \min \{4h ; 45cm\} = 45cm.</math></b>		

### III-3-3- Vérification à L'ELU : $V_u = 1,5xQ = 1,5KN.$

a) Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL99/Art A.1.211.)		
Contrainte de cisaillement	$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{1,5x10^3}{b \cdot d}$	$\tau_u = 0,0125MPa$
Contrainte cisaillement admissible	$\tau_u \leq \min(0,15f_{c28}/\gamma_b; 4MPa)$	$\tau_u = 2,50 \text{ MPA}$
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq \min(0,15f_{c28}/\gamma_b; 4MPa)$	$0,0125 < 2,5$ vérifiée

<b>b) Vérification de l'adhérence (BAEL99/Art A.6.1, 3)</b>		
<i>Contrainte tangentielle</i>	$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} = \frac{1,5 \times 1000}{0,9 \times 120 \times 100,48}$ Avec : $\sum u_i = 4 \times 3 \cdot 14 \times 8 = 100,48 \text{ mm}$	$\tau_s = 0,14 \text{ MPA}$
<i>Contrainte tangentielle limite</i>	$\tau_s = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28}$ Avec : $\psi = 1,5$ pour HA	$\tau_s = 2,835 \text{ MPA}$
<i>Vérification de la contrainte de cisaillement</i>	$\tau_s = 0,14 \leq \tau_s = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{c28}$	$0,43 < 2,83$ vérifiée

<b>c) Ancrage des barres (BAEL99/Art A.6.1, 23) : <math>L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}</math></b>
$\bar{\tau}_s = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{ MPa}$ $L_s = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,835} = 28,22 \text{ cm} \quad \text{soit } L_s = 30 \text{ cm.}$

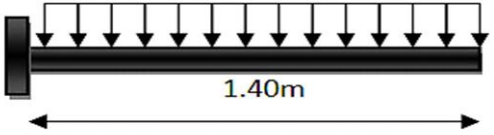
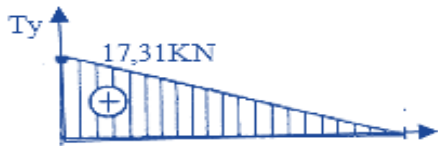

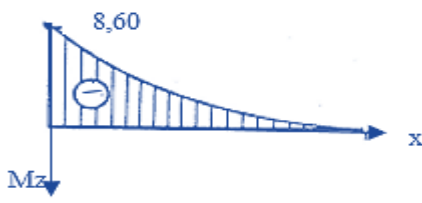
**III-3-4- Vérification à L'ELS :**

<b>a) Vérification a l'état d'ouverture des fissures (BAEL99/Art A.4.5, 33)</b>		
<i>fissuration préjudiciable</i>	$\sigma_s = \min(2/3 f_e, \text{Max}(0,5x f_e ; 110(\eta f_{t28})^{1/2}))$ $= \min(2/3 \cdot 400 ; 0,5 \times 400).$	$\sigma_s = 200$ MPA
<i>Contrainte d'acier calculée</i>	$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$ Avec : $\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = 0,168$ $\beta = 0,933 \text{ et } k = 59,63$	$\sigma_s = 26,66$ MPA
<i>Vérification</i>	$26,66 \text{ MPA} < 200 \text{ MPA}$	<i>Condition Vérifiée</i>

<b>b) Vérification des contraintes dans le béton (BAEL99/ Art.A.2.1.12).</b>		
<i>Contrainte limite de béton</i>	$\sigma_b = 0,6 f_{c28}$	$\sigma_b = 15 \text{ MPA}$
<i>Contrainte de béton calculée</i>	$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{26,66}{59,63}$	$\sigma_b = 0,45 \text{ MPA}$
<i>Vérification</i>	$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} \leq \sigma_b = 0,6 f_{c28}$	$0,45 < 15 \text{ MPA}$ vérifiée

**III-3- Balcon :**

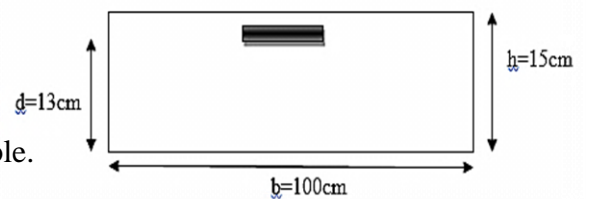
**III-3-1- Caractéristiques et sollicitations :**

	<b>Longueur</b>	$L=1,40\text{ m.}$	
	<b>Hauteur</b>	$h=0,15\text{m}$	
	<b>G (KN/m<sup>2</sup>)</b>	$5,27\text{KN/m}^2.$	
	<b>Q (KN/m<sup>2</sup>)</b>	$Q =3,5\text{KN/m}^2.$	
<b>Combinaisons Des charges et sollicitations</b>	<b>ELU</b>	$q_u = (1,35G + 1.5Q) \times 1\text{ml}$	<b><math>q_u=12,3645\text{KN}</math></b>
	$T_y=q_u \cdot x$ $T_y=17,3103\text{KN}$		
	$M_z=q_u \cdot x^2/2$ $M_z=-12,12\text{KN.m}$		
	<b>ELS</b>	$q_s = (G + Q) \times 1\text{ml}$	<b><math>q_s = 8,77\text{KN}</math></b>
$M_z=q_s \cdot x^2/2$ $M_z=-8,60\text{KN.m}$			

**III-3-2- Ferrailage :**

a) **Hypothèse :**

- ✓ Balcon est sollicité en flexion simple.
- ✓ La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1m.



b) **Calcul de ferrailage (flexion simple).**

Calcul des moments réduits		
$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} b d^2} = 0,0505 \leq \mu_l = 0,392 \ll \text{Pas d'aciers comprimés} \gg \text{S.S. A.}$		
Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\alpha = 0,0648$
Bras de levier du couple interne	$\beta = (1 - 0.4\alpha)$	$\beta = 0,974$

Détermination de la section des aciers tendus principales		
Section d'acier	$M_u / \beta \cdot d \cdot \sigma_{st}$	$A_s = 2,75 \text{cm}^2$
Condition de non fragilité	$0,23 b d f_{t28} / f_e$	$A_{\min} = 1,57 \text{cm}^2$
<b><math>A_p = 2,75 \text{cm}^2</math> soit 4HA10 = 3,14 <math>\text{cm}^2</math>, Avec un espacement : <math>S = 25 \text{cm} &lt; S_{\max} = \min(2h, 25 \text{cm}) = 25 \text{cm}</math>.</b>		
Les armatures de répartition	A/4	0,785 $\text{cm}^2$
<b>4HA8 = 2,01 <math>\text{cm}^2</math>, avec un espacement : <math>S = 25 \text{cm} &lt; S_{\max} = \min(3h, 33 \text{cm}) = 33 \text{cm}</math>.</b>		

### III-3-3-Vérification à L'ELU : $V_u = 17,31 \text{KN}$ .

a) Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL99/Art A.1.211.).		
Contrainte de cisaillement	$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{17,31 \times 10^3}{1000 \times 130}$	$\tau_u = 0,133 \text{MPa}$
Contrainte cisaillement admissible	$\tau_u \leq \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{MPa})$	$\tau_u = 2,50 \text{MPa}$
Vérification	$\tau_u \leq \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{MPa})$	<b>0,133 &lt; 2,5 vérifiée</b>

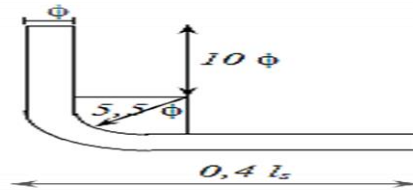
b) Vérification de l'adhérence (BAEL99/Art A.6.1, 3)		
Contrainte tangentielle	$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} = \frac{17,31 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 125,6}$ Avec : $\sum u_i = 4 \times 3,14 \times 10 = 125,6 \text{mm}$ .	$\tau_s = 1,18 \text{MPa}$
Contrainte tangentielle limite	$\tau_s = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28}$ Avec : $\psi = 1,5$ pour HA	$\tau_s = 2,835 \text{MPa}$
Vérification	$\tau_s = 1,18 \leq \tau_s = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{c28}$	<b>1,18 &lt; 2,835 vérifiée</b>
c) Influence de l'effort tranchant sur les armatures : $A_p \geq \frac{V_u}{\sigma_{s,adm}}$		
	$\sigma_{s,adm} = \frac{f_e}{\gamma_s}$	348MPa
	$A_p = 3,14 \text{cm}^2 \geq \frac{V_u}{\sigma_{s,adm}} = 0,5 \text{cm}^2$	<b>Condition vérifiée</b>

d) Calcul d'ancrage :  $L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}} = 35,27 \text{ cm}$ . avec :  $\tau_{se} = 0,6\psi^2 \cdot f_{t28} = 2,825 \text{ MPA}$ .

$10\phi = 10 \text{ cm}$ .

$0,4L_s = 15 \text{ cm}$ .

$5,5\phi = 5,5 \text{ cm}$ .



### III-3-4- Vérification à L'ELS :

a) Vérification à l'état d'ouverture des fissures (BAEL99/Art A.4.5,33)		
Contrainte limite d'acier à la fissuration préjudiciable	$\sigma_s = \min(2/3f_e, \max(0,5x f_e ; 110(\eta f_{t28})^{1/2})$ $= \min(2/3 \times 400; \max(200 ; 110(1,6 \times 2,1)^{1/2}))$	$\sigma_s = 200 \text{ MPA}$
Contrainte d'acier calculée	$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$ Avec : $\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3,93}{100 \cdot 13} = 0,30$ $\beta = 0,913$ et $k = 42,47$	$\sigma_s = 186,77 \text{ MPA}$
Vérification	$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d} \leq \sigma_s = \min(2/3f_e, 110(\eta f_{c28})^{1/2})$	$186,77 < 200$ Vérifiée

b) Vérification des contraintes dans le béton (BAEL99/ Art.A.2.1.12).		
Contrainte limite de béton	$\sigma_b = 0,6f_{c28}$	$\sigma_b = 15 \text{ MPA}$
Contrainte de béton calculée	$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{186,77}{42,47}$	$\sigma_b = 4,398 \text{ MPA}$
Vérification	$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} \leq \sigma_b = 0,6f_{c28}$	$4,398 < 15 \text{ MPA}$ vérifiée

### c) Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \leftrightarrow \frac{15}{140} = 0,11 \geq 0,0625 \quad \text{condition vérifiée.}$$

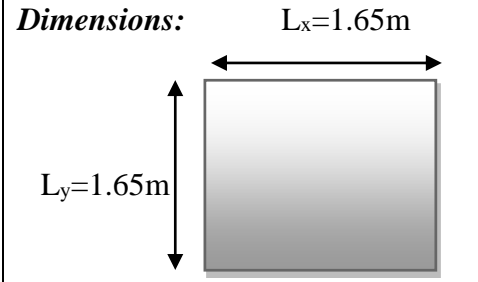
$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10 \cdot M_0} \leftrightarrow 0,11 \geq 0,1 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \leftrightarrow 0,0033 < 0,0105 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III-4- Salle machine :

III-4-1- Caractéristique :

<b>Chargements</b>	<u>Uniformément répartie</u>	G=3,75KN/m <sup>2</sup> . Q=1KN/m <sup>2</sup> .	<b>Dimensions:</b> L <sub>x</sub> =1.65m L <sub>y</sub> =1.65m 
	<u>Localisée</u>	P=90KN.	
<b>Domaine de portance</b>	$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = 1 \geq 0,4$ le panneau de dalle porte dans les deux sens.		

III-4-2- Sollicitation :

a) Due aux chargements uniformément répartis :

On prend une bande de 1m de largeur aux milieux de chaque portée :

Avec :  $M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$

$M_x = \mu_y \cdot M_x$

	<b>ELU</b>	<b>ELS</b>
<b>Chargement</b>	$q_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$ $q_u = 1,35 \times 3,75 + 1,5 \times 1$ $q_u = 6,5625 \text{KN/ml}$	$q_s = G + Q$ $q_s = 3,75 + 1$ $q_s = 4,75 \text{KN/ml}$
$\rho_x = \frac{L_x}{L_y}$	<b>1</b>	<b>1</b>
<b>Coefficient de poisson</b>	<b>v=0</b>	<b>v=0,2</b>
$\mu_x$	<b>0,0368</b>	<b>0,0442</b>
$\mu_y$	<b>1</b>	<b>1</b>
$M_{x1}$	<b>0,6575KN.m</b>	<b>0,5716KN.m</b>
$M_{y1}$	<b>0,6575KN.m</b>	<b>0,5716KN.m</b>

b) Due aux chargements localisés :

$M_{x2} = P(M_1 + vM_2)$

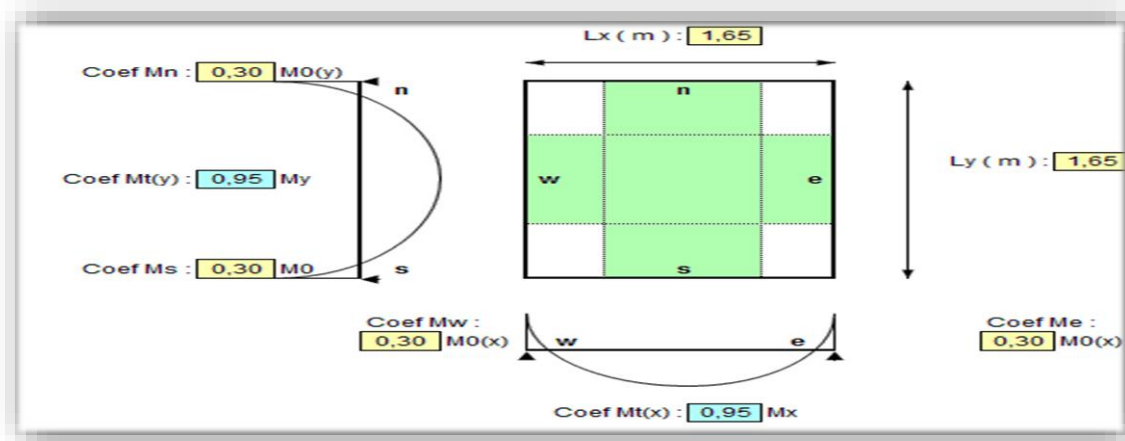
$M_{y2} = P(M_2 + vM_1)$

Feuillelet moyenne	$U=U_0 + 2\xi e + h_0$ et $U=U_0 + 2\xi e + h_0$ Avec $U_0=V_0=80\text{cm}$ , $e=0$ (pas de revêtement). $U=V=95\text{cm}$ .	
Evaluation des moments $M_1$ et $M_2$ Abaque de PEGEAUD	$\rho = 1$	
	$\frac{U}{L_x} = \frac{V}{L_y} = 0,57$	
	$M_1=M_2=0,0802$	
Evaluation des moments $M_x$ et $M_y$	ELU : $\nu=0$	ELS : $\nu=0,2$
	$P_U=1,35 \times P=121,5\text{KN}$	$P_S=P=90\text{KN}$
	$M_{x2} = M_{y2} = 9,7443\text{KN.m}$	$M_{y2} = M_{x2} = 8,6616\text{KN.m}$

**c) Superposition des moments :**

	ELU	ELS
$M_x=M_{x1}+M_{x2}$	10,4018KN.m	9,2332KN.m
$M_y=M_{y1}+M_{y2}$	10,4018KN.m	9,2332KN.m

**d) Correction des moments :  $M_t + (M_w+M_e)/2 \geq 1,25M_x$ .**

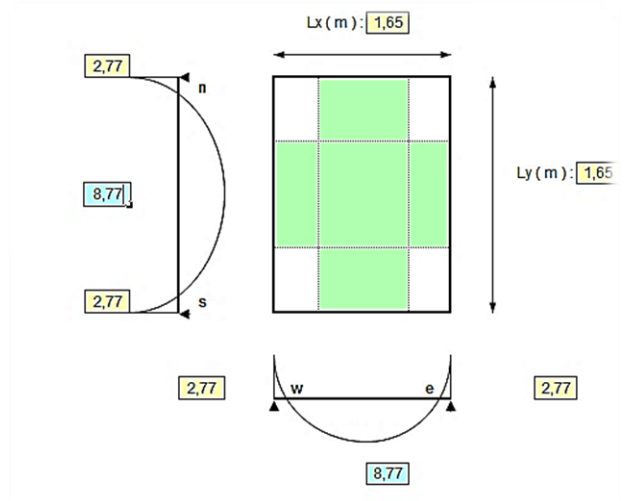
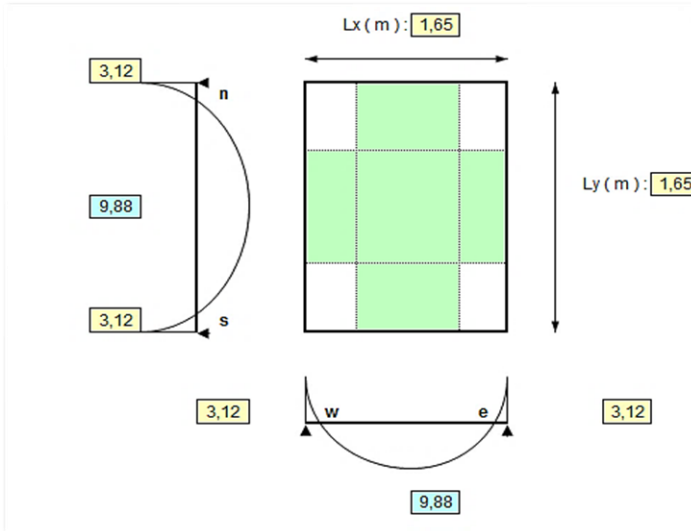


ELU

$0,3M_x = 0, 3 \times 10, 4018 = 3,12054 \text{KN.m.}$   
 $0,95M_x = 0, 95 \times 10, 4018 = 9,88171 \text{KN.m.}$   
 $0,95M_y = 0,95 \times 10, 4018 = 9,88171 \text{KN.m.}$

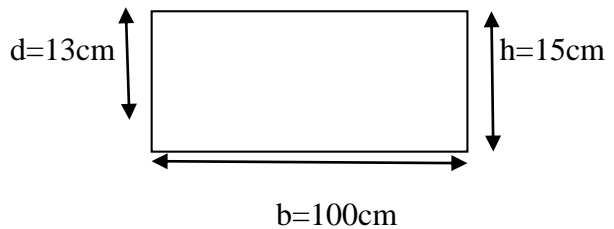
ELS

$0,3M_x = 0, 3 \times 9, 2332 = 2,76996 \text{KN.m.}$   
 $0,95M_x = 0, 95 \times 9, 2332 = 8,77154 \text{KN.m.}$   
 $0,95M_y = 0,95 \times 9, 2332 = 8,77154 \text{KN.m.}$



**III-4-3- Ferrailage (flexion simple) :**

Le ferrailage se fait pour une bande de 1m de largeur dans les deux sens, en flexion Simple. Comme  $M_x^t = M_y^t$ .  
On opte le même ferrailage.



	En travée	En appuis
Le moment	$M_t = 9, 88171 \text{KN.m}$	$M_a = 3,12054 \text{KN.m.}$
Calcul des moments réduits	$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} b d^2} = 0,0412 < 0.392$ S.S.A ( $A_c=0$ ).	$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} b d^2} = 0,013 < 0.392$ S.S.A ( $A_c=0$ ).
$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\alpha = 0,0526$	$\alpha = 0,01636$
$\beta = (1 - 0.4\alpha)$	$\beta = 0,979$	$\beta = 0,993$
$A_{st} = M_f / \beta \cdot d \cdot \sigma_{st}$	$A_{st} = 2,23 \text{cm}^2$	$A_{st} = 0,69 \text{cm}^2$

Condition de non fragilité	$\omega \geq \omega_0 \cdot (3-\rho)/2$ d'où: $\omega \geq 1,2\text{cm}^2$ Avec $\omega_0 = 0,8\% \cdot b \cdot h$ pour H.A(Fe400)	
$A_{\text{adp}}$	5HA8=2,51cm <sup>2</sup>	4HA8=2,01cm <sup>2</sup>
Espacement	$S_t=20\text{cm}$	$S_t=25\text{cm}$

**III-4-3-Vérification a ELU:**

a) Diamètre maximale des barres	
$\phi_{\text{max}} < h/10$	$\phi_{\text{max}} = 8\text{mm} < 150/10 = 15\text{mm}$

b) Espacement des barres	
Fissuration préjudiciable +chargement localisée : $S_t < \min(2h_t, 25\text{cm}) = 25\text{cm}$ .	En travée : $S_t = 20\text{cm} \leq 25\text{cm}$ CV. En appuis : $S_t = 25\text{cm} \leq 25\text{cm}$ CV.

c) Vérification de poinçonnement BAEL99 Art A.5.2.42	
$P_u < P_c = 0,045 \cdot U_c \cdot h_0 \cdot f_{c28} / \gamma_b$ Avec : $U_c = 2x(U+V) = 380\text{cm}$ . $h_0 = 15\text{cm}$ .	$P_u = 121,5\text{KN} < P_c = 427,5\text{KN}$ . Condition vérifiée
Aucune armature transversale n'est nécessaire	

d) Contrainte tangentielle BAEL99 Art A.5.2.2 : $\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} < 0,07 \cdot f_{c28} / \gamma_b$		
L'effort tranchant :	Charge uniforme	$T = \frac{P}{3 \cdot L_x} = \frac{6,5625 \times 1,65 \times 1,65}{3 \times 1,65} = 3,61\text{KN}$ .
	Charge localisée	$T = P_u / 3L_x = 121,5 / (3 \times 0,95) = 42,63\text{KN}$
	Efforts tranchants :	$T = 3,61 + 42,63 = 46,24\text{KN}$ .
$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d} < 0,07 \cdot f_{c28} / \gamma_b$		$0,3557\text{MPa} < 1,167\text{MPa}$ condition vérifiée.

**III-4-4- Vérification a ELS :****a) Vérification des contraintes dans le béton :**

Aucune vérification n'est nécessaire si la condition suivante est satisfaite :

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

En travée	En appui
$M_s^t = 8,77154 \text{KN.m}$	$M_s^a = 2,76996 \text{KN.m}$
$\mu = 0,036$	$\mu = 0,011$
$\alpha = 0,0458$	$\alpha = 0,0138$
$\gamma = 1,126$	$\gamma = 1,126$
$\alpha = 0,0458 < 0,313$ condition vérifiée	$\alpha = 0,0138 < 0,313$ condition vérifiée.

*Le calcul des contraintes n'est pas nécessaire.*

**b) Etat limite de déformation : BAEL99 Art B.7.5**

On peut dispenser du calcul de la flèche sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \leftrightarrow \frac{15}{165} = 0,091 \geq 0,0625 \quad \text{condition vérifiée.}$$

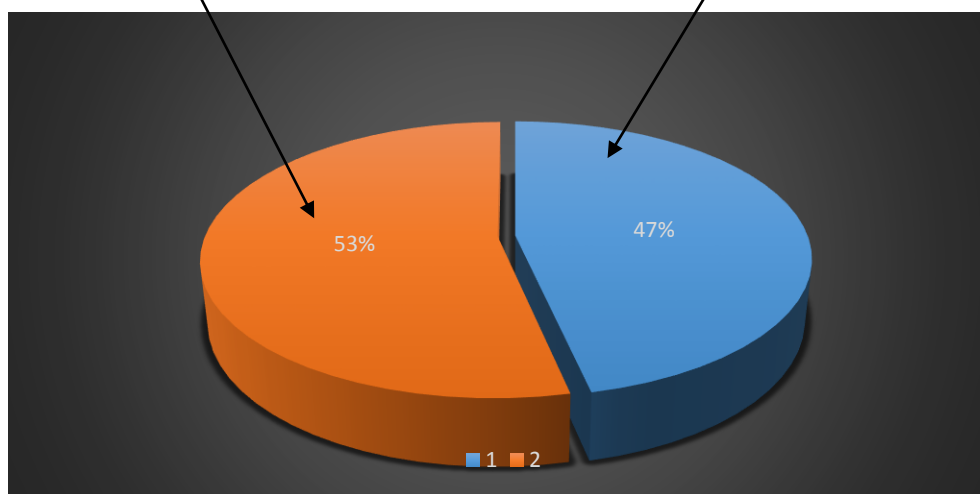
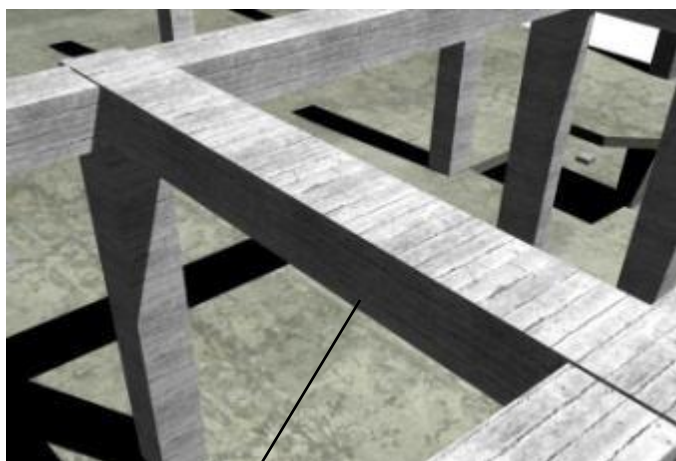
$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10.M_0} \leftrightarrow 0,091 \geq 0,0633 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_{st}}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} \leftrightarrow 0,0019 < 0,0105 \quad \text{condition vérifiée.}$$

*Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.*

# CHAPITRE IV:

## *Systeme de contreventement*

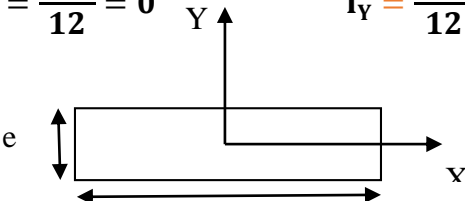


Chapitre IV : Système de contreventementIV-1-Introduction :

Dans le cas où une ossature est composée ; à la fois de portique et de refends, il est indispensable de comparer l'inertie des voiles par rapport à celle des portiques pour choisir un système de contreventement et connaître des sollicitations sur les éléments voiles et portiques.

IV-2-les étapes d'étude de contreventement :IV-2-1-Caractéristiques géométriques de refends :Inerties des refends pleins

- Les refends longitudinaux :  $I_x \ll I_y$   
( $e \ll L$ )

$$I_x = \frac{L e^3}{12} = 0 \quad I_y = \frac{e L^3}{12}$$


- Les refends transversaux :  $I_y \ll I_x$   
( $e \ll L$ )

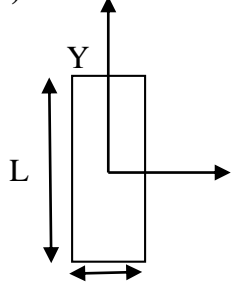
$$I_x = \frac{e L^3}{12} \quad I_y = \frac{L e^3}{12} = 0$$


Figure IV-1: Refend longitudinal.

Figure IV-2: Refend transversal.

IV-2-2-Calcul des inerties fictives des portiques :\*méthode des approximations successives\* :

Celle-ci consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques. Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à 1 tonne et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de force horizontale (1 tonne à chaque niveau).

Connaissant l'inertie du refend choisi, il est alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une inertie fictive puisque dans l'hypothèse de la raideur des plancher, nous devons trouver la même flèche à chaque niveau, pour les refends et les portiques. L'inertie

fictive des portiques est donnée par :  $I_{en} = \frac{F_n}{D_n}$  avec :  $D_n = \sum \Delta_n$

$I_{en}$  : inertie équivalente du portique au niveau « i ».

$\Delta_n$  : Déplacement du portique au niveau « i ».

$F_n$  : Flèche du refond au niveau « i ».

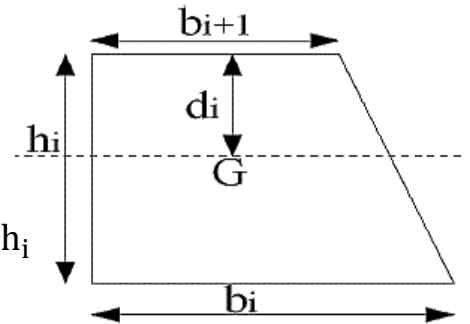
$D_n$  : Déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n).

IV-2-3-Calcul des flèches dans les refends :

\*méthode des moments des aires\* :

La flèche que prendrait un refend à un niveau (i) suite à une série de forces égales à l'unité (1tonne) est donnée par la formule suivante :

$$f_i = \frac{\sum S_i d_i}{EI} \quad \text{Avec} \quad \begin{cases} S_i = (b_i + b_{i+1}) \frac{h_i}{2} \\ d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1})}{3(b_i + b_{i+1})} \times h_i \end{cases}$$



$f_i$  : flèche de refend choisit au niveau « i ».

$S_i$  : Surface du trapèze.

$d_i$  : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré.

IV-2-4-Calcul des déplacements des portiques :

La rotation d'étage est donnée :

➤ Niveau étage courant :

$$E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \sum K_{tn}}$$

➤ Niveau RDC :

• Poteau encastré a la base :

$$E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \sum K_{t1} + 2 \sum K_{p1}}$$

Avec :  $M_n = T_n \times h_n$

$T_n$  : effort tranchant de niveau « n ».

$K_{tn}$  : raideur des poutres.  $K_{tn} = \frac{I_{tn}}{L}$

$K_{pn}$  : raideur des poteaux.  $K_{pn} = \frac{I_{pn}}{h}$

$h$  : hauteur d'étage.

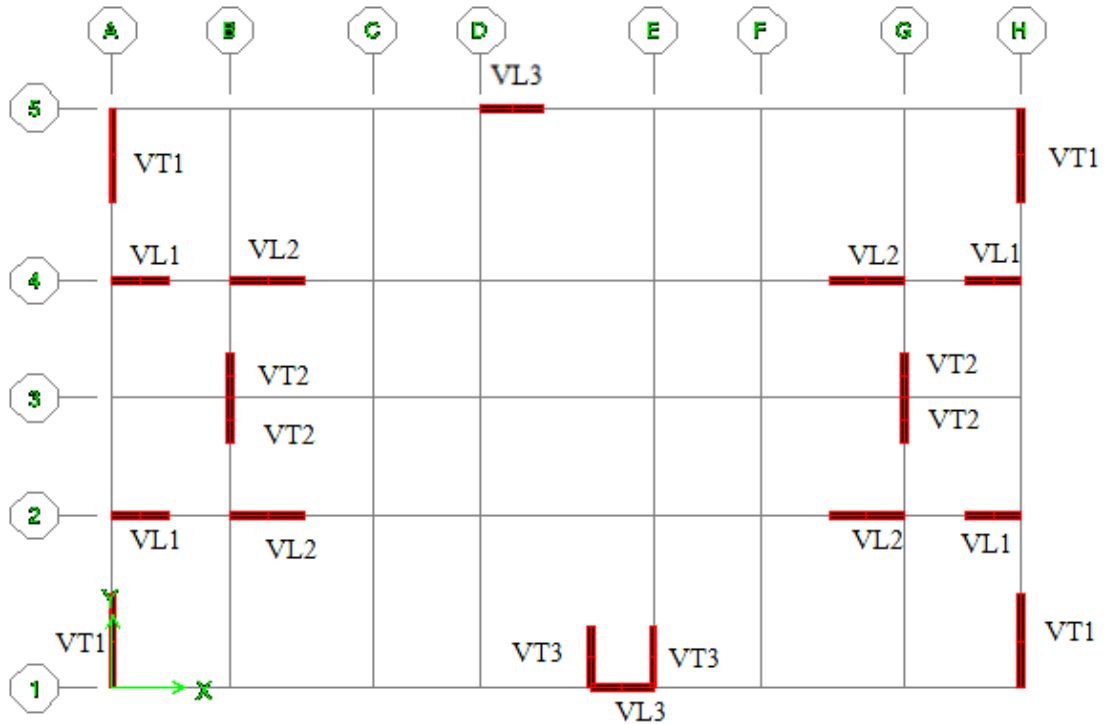
$L$  : longueur libre de la poutre.

Les déplacements sont donnée par :  $\Delta_n = \Psi_n \cdot h$

**Avec :** 
$$E \Psi_n = \frac{M_n}{12 \sum K_{pn}} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n-1}}{2}$$

IV-3-les résultats d'étude de contreventement :

➤ La disposition des voiles :



➤ Les inerties des voiles:

Refend longitudinal /étage					Refend transversal /étage				
Voile	e(m)	L(m)	Nombre	I(m <sup>4</sup> )	Voile	e(m)	L(m)	I(m <sup>4</sup> )	Nombre
VL1	0,2	1,5	4	0,225	VT1	0,2	2,5	4	1,04
VL2	0,2	2	4	0,533	VT2	0,2	1,2	4	0,1152
VL3	0,2	1,65	2	0,15	VT3	0,2	1,65	2	0,15
<b>I moyen</b>				0,908	<b>I moyen</b>				1,3052

**Tableau IV-1: Les inerties des refends dans le sens transversal.**

Inertie moyen du refend dans le sens longitudinale :  $I_{moy} = 0,908m^4$ .

Inertie moyen du refend dans le sens transversal :  $I_{moy} = 1,3052m^4$ .

➤ les aires «  $S_i$  » et la position du centre de gravité «  $X_i$  » :

Niveau	h (m)	$b_i$ (m)	$B_{i+1}$ (m)	$S_i$ (m <sup>2</sup> )	$d_i$ (m)	$S_i \times d_i$	$f_i.EI = \sum S_i \times d_i$
9	3,06	3,06	0	4,6818	2,04	9,550872	10538,1492
8	3,06	6,12	3,06	14,0454	1,7	23,87718	9013,19328
7	3,06	9,18	6,12	23,409	1,632	38,203488	7516,89
6	3,06	12,24	9,18	32,7726	1,60285714	52,529796	6077,89195
5	3,06	15,3	12,24	42,1362	1,58666667	66,856104	4724,85175
4	3,06	18,36	15,3	51,4998	1,57636364	81,182412	3486,42202
3	3,06	21,42	18,36	60,8634	1,56923077	95,50872	2391,25536
2	3,06	24,48	21,42	70,227	1,564	109,835028	1468,0044
1	3,06	27,54	24,48	79,5906	1,56	124,161336	745,321752
RDC	4,08	31,62	27,54	120,6864	2,08689655	251,860032	251,860032

**Tableau IV-2 : Valeurs des flèches des refends à chaque niveau.**

➤ Les déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux

Les étapes de calcul des déplacements et des inerties fictives des portiques par niveaux sont résumées dans les tableaux qui suivent :

	niveau	$\Sigma K_{tn}$	$\Sigma K_{pn}$	$M_n$	$M_{n+1}$	$E\theta_n$ (t/m <sup>2</sup> )	$E\Psi_n$ (t/m <sup>2</sup> )	$\Delta_i$ (t/m)	$\Sigma \Delta_i$ (t/m)	$f_i$ (m)	$I_{ei}$ (m <sup>4</sup> )
<i>Sens longitudinal</i>	9	3,06	0,01733824	0,009753735	3,06	0	13,0719154	21,2433296	65,0045886	5537,99904	10538,1492
	8	3,06	0,01733824	0,009753735	6,12	3,06	39,2157461	55,5585746	170,009238	5472,99445	9013,19328
	7	3,06	0,01733824	0,009753735	9,18	6,12	65,3595768	96,4097772	295,013918	5302,98522	7516,89
	6	3,06	0,01733824	0,009753735	12,24	9,18	91,5034075	137,26098	420,018598	5007,9713	6077,89195
	5	3,06	0,01733824	0,009912326	15,3	12,24	115,76496	177,171043	542,143392	4587,9527	4724,85175
	4	3,06	0,02932417	0,009912326	18,36	15,3	141,490506	180,803123	553,257558	4045,80931	3486,42202
	3	3,06	0,02932417	0,009912326	21,42	18,36	167,216053	215,224568	658,58718	3492,55175	2391,25536
	2	3,06	0,02932417	0,009912326	24,48	21,42	192,941599	249,646013	763,916801	2833,96457	1468,0044
	1	3,06	0,02932417	0,009912326	27,54	24,48	218,667146	284,067458	869,246423	2070,04777	745,321752
	RDC	4,08	0,0302406	0,01007628	31,62	27,54	195,691921	294,314055	1200,80135	1200,80135	251,860032
$\Sigma I_{ei}$											9,84490102
<i>Sens transversal</i>	9	3,06	0,01764403	0,01428614	3,06	0	8,92473259	18,9148444	57,879424	4390,43853	10538,1492
	8	3,06	0,01764403	0,01428614	6,12	3,06	26,7741978	46,7544215	143,06853	4332,5591	9013,19328
	7	3,06	0,01764403	0,01428614	9,18	6,12	44,623663	79,0563648	241,912476	4189,49057	7516,89
	6	3,06	0,01764403	0,01428614	12,24	9,18	62,4731281	111,358308	340,756423	3947,5781	6077,89195
	5	3,06	0,01764403	0,01428614	15,3	12,24	80,3225933	143,660251	439,600369	3606,82167	4724,85175
	4	3,06	0,02983683	0,01449615	18,36	15,3	96,7498406	139,815123	427,834277	3167,22131	3486,42202
	3	3,06	0,02983683	0,01449615	21,42	18,36	114,340721	165,370671	506,034254	2739,38703	2391,25536
	2	3,06	0,02983683	0,01449615	24,48	21,42	131,931601	191,508036	586,014589	2233,35277	1468,0044
	1	3,06	0,02199313	0,01449615	27,54	24,48	149,522481	245,077822	749,938136	1647,33818	745,321752
	RDC	4,08	0,0350032	0,01471264	31,62	27,54	139,821845	219,950992	897,400049	897,400049	251,860032
$\Sigma I_{ei}$											12,4885456

Tableau IV-3: Déplacements et des inerties fictives des portiques par niveau.

Inertie moyenne des portiques :

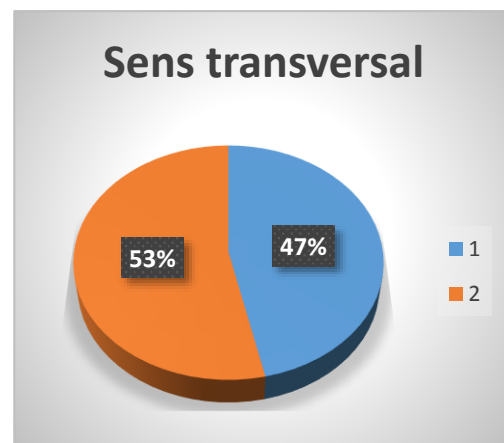
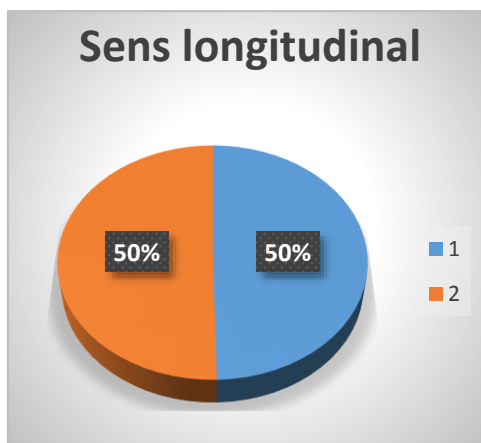
Sens longitudinal :  $I_{moy} = 0,894991m^4$ .

Sens transversal :  $I_{moy} = 1,13532233m^4$ .

Résumé :

Pourcentage pour chaque système de contreventement, sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	portique	voile	Inertie totale	%portique	%voile
longitudinal	0,895	0,908	1,803	49,64%	50,36%
Transversal	1,135	1,305	2,44	46,52%	53,48%



■ : Portique

■ : Voile

➤ Conclusion :

En examinant les résultats obtenus par cette étude au contreventement, nous avons constaté que le contreventement est le même dans les deux sens.

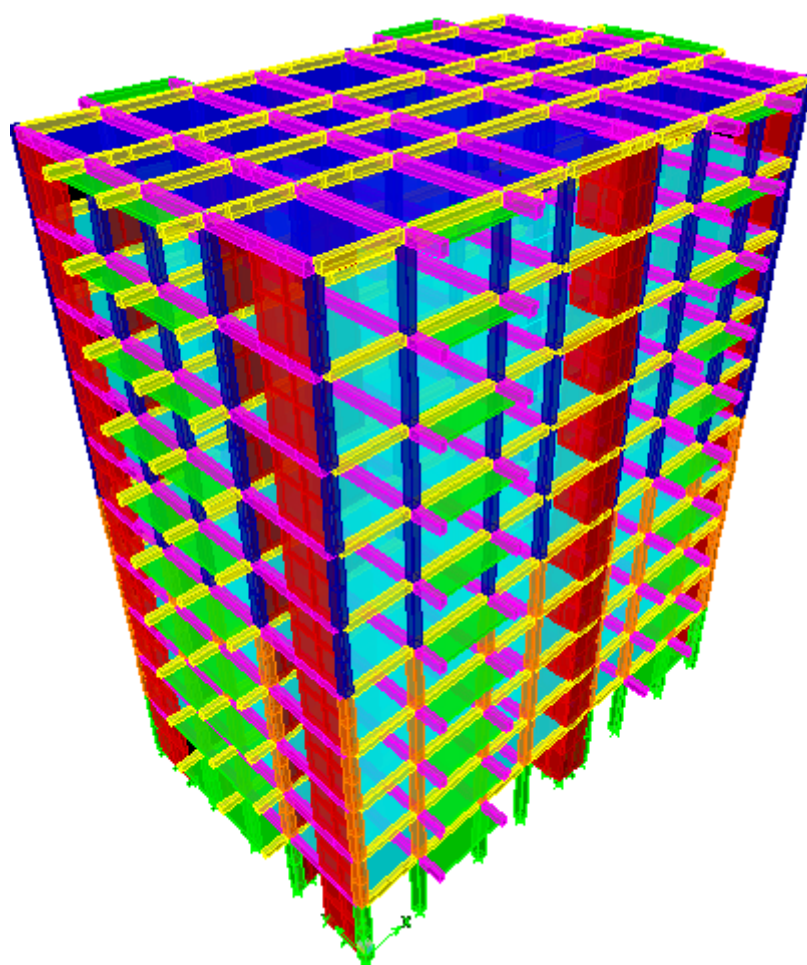
L'inertie des portiques dépasse 25 % de l'inertie totale de la structure.

D'après le RPA (Article 4.2.3) : le système de contreventement est mixte

D'où le coefficient de comportement  $R = 5$  (tableau 4.3. RPA 99 révisé 2003).

## CHAPITRE V:

### *Etude sismique et dynamique*



Chapitre V : Etude dynamique et sismiqueV-1-Introduction :

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude d'un ouvrage en génie civil. Parmi les charges dynamiques les plus importantes et les plus dangereuses par l'étendue des dégâts causés se trouvent les séismes. Actuellement, toutes les constructions doivent respecter le règlement parasismique algérien **R.P.A99 version 2003**.

V-2- La méthode de calcul :

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique modale spectrale du fait que ce bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA 91 modifié 2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente :

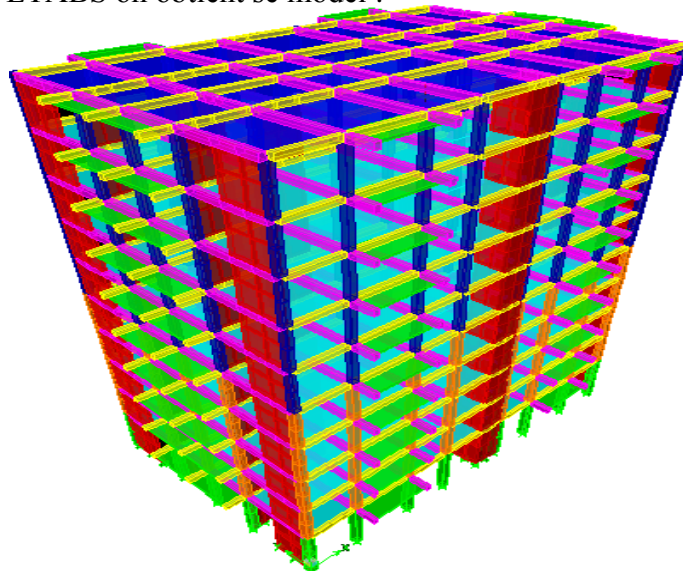
Condition sur la régularité :

Le bloc ou le bâtiment étudié, présente une configuration irrégulière en élévation (variation de rigidité). **Condition non vérifiée.**

Condition complémentaire :

- Le bloc implante à la zone IIa
- Le groupe d'usage : 2.
- La MSE est applicable si :  $H_t \leq 23$  m. **Condition non vérifiée**

A l'aide de logiciel ETABS on obtient se model :



**Figure V.1 : Model étudiée avec logiciel ETABS.**

V-3-Vérification des conditions du Règlement Parasismique Algériens :V-3-1- Nombre de modes à retenir :

Le **RPA 99/ version 2003 (Art 4.3.4)** préconise de prendre en considération ce qui suit :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le nombre de mode de vibration à retenir dans les deux directions d'excitation doit être :

✓ Les sommes des masses effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure, avec un minimum de mode à retenir égale à 03 pour chaque direction.

Mode	Période	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,867335	74,9081	0,0558	74,9081	0,0558	0,0003
2	0,842055	0,0651	74,3883	74,9732	74,4441	0,0671
3	0,727396	0,0028	0,0688	74,976	74,5129	73,5977
4	0,253911	13,6335	0,0551	88,6094	74,568	0,0556
5	0,245683	0,068	13,8652	88,6774	88,4332	0,0035
6	0,206745	0,1009	0,0036	88,7783	88,4368	14,5218
7	0,122989	5,2628	0,042	94,0411	88,4788	0,0701
8	0,116281	0,0484	5,5856	94,0895	94,0645	0,0001

**Tableau V.1. : Résultats d'analyse dynamique.**

- ❖ Ce modèle présente une période fondamentale :  $T = 0,867335$  s.
- ❖ Les 1<sup>ère</sup> et 2<sup>ème</sup> mode sont des modes de translation.
- ❖ Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de rotation.
- ❖ On doit retenir les 8 premiers modes que la masse atteigne les 90% (selon RPA.99).

V-4-2- Vérification de l'effort tranchant à la base :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A D Q}{R} W \quad \text{RPA2003 Page 28 formule (4.1).}$$

1) Coefficient d'accélération de zone A : Tableau 4.1.page 26 RPA2003.

Zone sismique	Groupe d'usage	La valeur
II <sub>a</sub>	2	A= 0,15

2) Calcul de la période T : RPA version 2003 ; page 31 formule 4.6.

formule	C <sub>T</sub>	Hauteur de bâtiment	période T
$T = C_t * (h_n)^{3/4}$	C <sub>T</sub> = 0,05 Tableau (4-6)	h <sub>n</sub> = 31,62m.	<b>T = 0,67s.</b>

3) Facteur d'amplification dynamique D: RPA 2003 page 26 Formule (4.2).

<b>Formule</b>	<p><b>RPA99 version 2003 Page 26 Formule (4.2)</b></p> $D = 2.5.\eta \quad 0 \leq T \leq T_2$ $D = 2.5.\eta.(T_2 / T)^{2/3} \quad T_2 \leq T \leq 3s$ $D = 2.5.\eta.(T_2 / T)^{2/3} .(3/ T)^{5/3} \quad T > 3s$
<b>Paramètres</b>	<p>Valeur <math>T_2</math> : RPA2003 page 34 : Site meuble d'où <math>T_2=0,5</math>.</p>
	<p>Valeur de <math>\xi</math> : RPA99 version 2003 Page 26 Tableau (4.2) remplissage dense et contreventement mixte : <math>\xi =10</math></p>
	<p>Facteur de correction d'amortissement : RPA99 Page 26 Formule (4.2).  <math display="block">\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 = 0,76</math></p>
<b>D</b>	<b>D =1,56</b>

4) Coefficient de comportement de la structure R: RPA 2003 Tableau (4.3) Page 28

Contreventement	Valeur de R
<i>Mixte</i>	<b>R=5</b>

5) Facteur de qualité Q: RPA version 2003 Page 29 Formule (4-4).

	Q <sub>x</sub>		Q <sub>y</sub>	
	Oui	non	oui	non
Observation de critère				
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0,05	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05	0	0,05
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	0,05	0	0,05
6. Contrôle de qualité de l'exécution	0	0,1	0	0,1
$Q=1+\sum P_q$	1,10		1,10	

6) Poids total W<sub>t</sub>:

<b>Poids total W<sub>t</sub></b>	<b>40182,72KN</b>
----------------------------------	-------------------

D'après l'Art4.3.6 du R.P.A 99/2003, la résultante des forces sismique à la base  $V_{logiciel}$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode spectrale pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée soit :

$$V_{Etabs} > 0,8 V_{MSE}$$

	L'effort tranchant (MSE)		$0,8*V_{MSE}$	$V_{logiciel}$	$V_{logiciel} > 0,8*V_{MSE}$
Sens X-X	$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R}.w$	2068,60KN	1654,88KN	1784,89	Condition vérifiée
Sens Y-Y	$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R}.w$	2068,60KN	1654,88KN	1818,47	Condition vérifiée

Tableau V-2- Vérification de la force sismique à la base.

V-4-3- Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux:

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

RPA99/Version2003 Art7.1.3.3

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Les valeurs obtenues après calcul (pour les poteaux 45x45) sont donnés dans le tableau suivant ci – dessous :

$N_d$ (KN)	B (cm <sup>2</sup> )	$f_{c28}$ (KN/cm <sup>2</sup> )	V	Observation
1231,99	2025	2,5	0,243	$0,243 \leq 0,3$ Condition vérifiée.

V-4-4- Vérification de l'excentricité:

D'après le RPA 99 /version 2003 (Article 4.3), dans le cas où il est procédé à une analyse Tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à  $\pm 0,05 L_{max}$ .

$$CM - CR \leq 5\% L_{max}$$

$$L_{max} = L_x = 27,4m$$

Plancher	XCM	XCR	CM – CR $\leq 0,05l_x$	YCM	YCR	CM – CR $\leq 0,05l_x$
ET1	12,18	12,249	0,069 < 1,235	7,655	7,24	0,415 < 1,235
ET2	12,179	12,221	0,042 < 1,235	7,671	7,188	0,483 < 1,235
ET3	12,179	12,218	0,039 < 1,235	7,671	7,269	0,402 < 1,235
ET4	12,179	12,222	0,043 < 1,235	7,671	7,374	0,297 < 1,235
ET5	12,179	12,23	0,051 < 1,235	7,67	7,472	0,198 < 1,235
ET6	12,18	12,238	0,058 < 1,235	7,669	7,558	0,111 < 1,235
ET7	12,18	12,245	0,065 < 1,235	7,669	7,635	0,034 < 1,235
ET8	12,152	12,252	0,1 < 1,235	7,676	7,705	0,029 < 1,235
ET9	12,169	12,258	0,089 < 1,235	7,612	7,767	0,155 < 1,235
TERRASSE	12,179	12,262	0,083 < 1,235	7,742	7,8	0,058 < 1,235

**Tableau V-3- Vérification de l'excentricité.**

#### V-4-5- Déplacements relatifs :

D'après le **RPA 99 (Art 5-10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage.

D'après le **RPA 99 (Art 4-43)** :  $\Delta K = R \delta ek$

Le déplacement relatif du niveau k" par rapport au niveau k-1" est égal à :  $\Delta K = \delta k - \delta k-1$

Plancher	Diaphragme	$U_x$	$\delta k - \delta k-1$	$h_e$	$1\%h_e$	Observation
<b>TERRASSE</b>	D10	0,0151	0,0011	3,06	0,0306	<b>condition vérifiée</b>
<b>ET9</b>	D9	0,014	0,0013	3,06	0,0306	<b>condition vérifiée</b>
<b>ET8</b>	D8	0,0127	0,0015	3,06	0,0306	<b>condition vérifiée</b>
<b>ET7</b>	D7	0,0112	0,0017	3,06	0,0306	<b>condition vérifiée</b>
<b>ET6</b>	D6	0,0095	0,0017	3,06	0,0306	<b>condition vérifiée</b>
<b>ET5</b>	D5	0,0078	0,0019	3,06	0,0306	<b>condition vérifiée</b>
<b>ET4</b>	D4	0,0059	0,0018	3,06	0,0306	<b>condition vérifiée</b>
<b>ET3</b>	D3	0,0041	0,0017	3,06	0,0306	<b>condition vérifiée</b>
<b>ET2</b>	D2	0,0024	0,0015	3,06	0,0306	<b>condition vérifiée</b>
<b>ET1</b>	D1	0,0009	0,0009	3,06	0,0306	<b>condition vérifiée</b>

**Tableau V-4- Vérification de déplacements inter-étages suivant  $E_x$ .**

Plancher	Diaphragme	U <sub>y</sub>	δ <sub>k</sub> - δ <sub>k-1</sub>	h <sub>e</sub>	1%h <sub>e</sub>	observation
<b>TERRASSE</b>	D10	0,0146	0,0011	3,06	0,0306	<b>condition vérifiée</b>
<b>ET9</b>	D9	0,0135	0,0013	3,06	0,0306	<b>condition vérifiée</b>
<b>ET8</b>	D8	0,0122	0,0014	3,06	0,0306	<b>condition vérifiée</b>
<b>ET7</b>	D7	0,0108	0,0016	3,06	0,0306	<b>condition vérifiée</b>
<b>ET6</b>	D6	0,0092	0,0018	3,06	0,0306	<b>condition vérifiée</b>
<b>ET5</b>	D5	0,0074	0,0018	3,06	0,0306	<b>condition vérifiée</b>
<b>ET4</b>	D4	0,0056	0,0017	3,06	0,0306	<b>condition vérifiée</b>
<b>ET3</b>	D3	0,0039	0,0017	3,06	0,0306	<b>condition vérifiée</b>
<b>ET2</b>	D2	0,0022	0,0013	3,06	0,0306	<b>condition vérifiée</b>
<b>ET1</b>	D1	0,0009	0,0009	3,06	0,0306	<b>condition vérifiée</b>

**Tableau V-5-Vérification de déplacements inter-étages suivant E<sub>v</sub>.**

#### V-4-6- : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta :

D'après le **RPA 99 /version 2003 (article 4.9)**, L'effet P-Delta est un effet de second ordre qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et le déplacement (Delta).

L'effet P-Δ peut être négligé dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.1$$

P<sub>k</sub> : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés au-dessus du niveau «k».

V<sub>k</sub> : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

h<sub>k</sub> : Hauteur de l'étage « k ».

Δ<sub>k</sub>: Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

Suivant Ex :

niveau	Pk (KN)	$\Delta kx$ (m)	Hk	Vkx	$\theta kx$
Etage 9	4089,34	0,0011	3,06	365,31	0,00402405
Etage 8	3885,51	0,0013	3,06	649,98	0,00253963
Etage7	3886,87	0,0015	3,06	891,21	0,00213791
Etagr6	3886,87	0,0017	3,06	1097,27	0,00196795
Etage5	3886,87	0,0017	3,06	1274,32	0,00169453
Etage4	4001,62	0,0019	3,06	1426,53	0,00174176
Etage3	4001,62	0,0018	3,06	1556,68	0,00151212
Etage2	4001,62	0,0017	3,06	1659,59	0,00133956
Etage1	4001,62	0,0015	3,06	1734,3	0,00113105
RDC	4540,78	0,0009	4,08	1784,89	0,00056118

**Tableau V-6- Vérification L'effet P-Delta suivant Ex.**Suivant Ey :

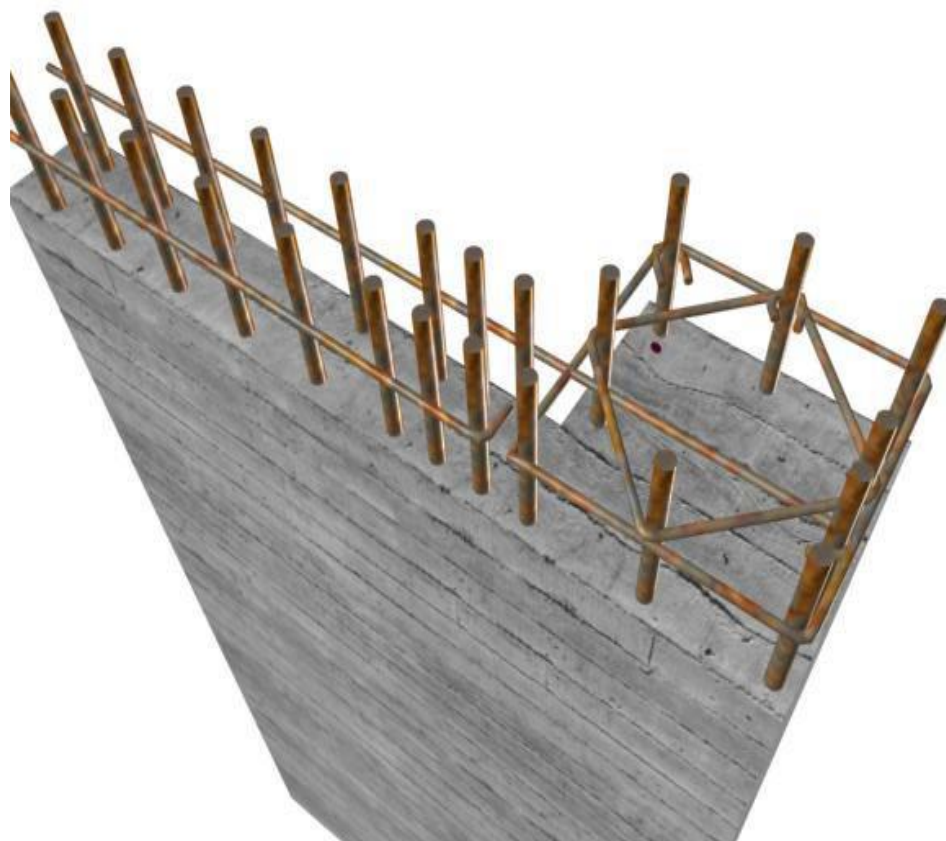
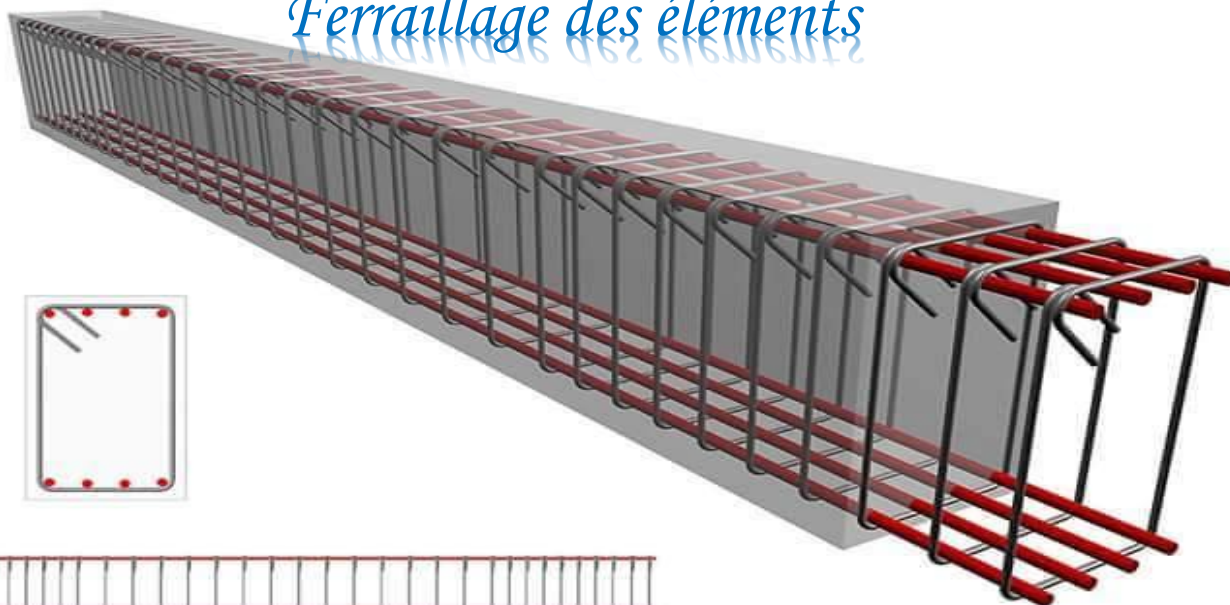
niveau	Pk (KN)	$\Delta ky$ (m)	Hk	Vky	$\theta ky$
Etage 9	4089,34	0,0011	3,06	365,31	0,00402405
Etage 8	3885,51	0,0013	3,06	649,98	0,00253963
Etage7	3886,87	0,0014	3,06	891,21	0,00199538
Etagr6	3886,87	0,0016	3,06	1097,27	0,00185219
Etage5	3886,87	0,0018	3,06	1274,32	0,00179421
Etage4	4001,62	0,0018	3,06	1426,53	0,00165008
Etage3	4001,62	0,0017	3,06	1556,68	0,00142812
Etage2	4001,62	0,0017	3,06	1659,59	0,00133956
Etage1	4001,62	0,0013	3,06	1734,3	0,00098024
RDC	4540,78	0,0009	4,08	1784,89	0,00056118

**Tableau V-7- Vérification L'effet P-Delta suivant Ey.****Conclusion générale :**

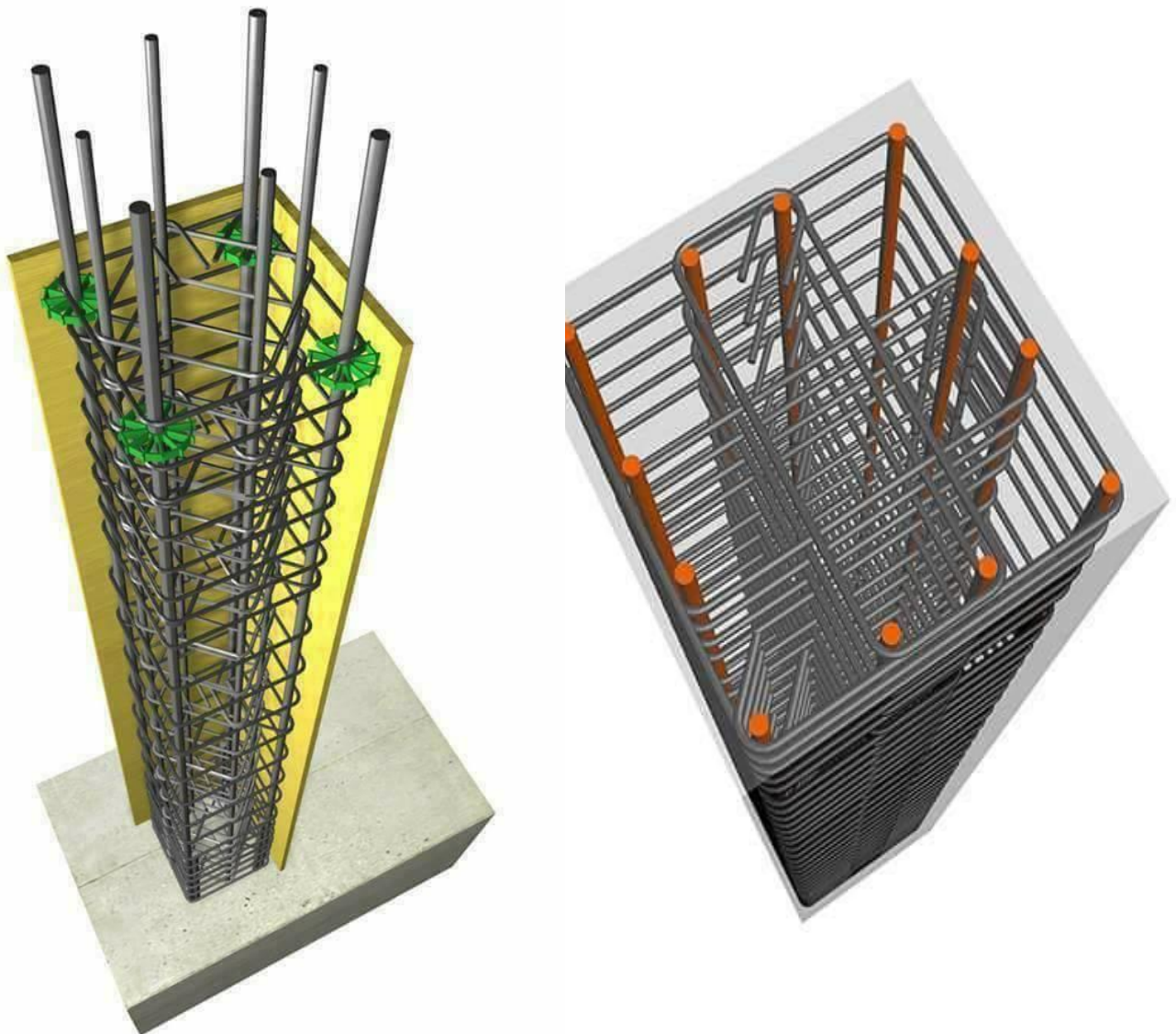
*Après avoir vérifiée les exigences imposées par le règlement parasismique algérien RPA 99/Version 2003 ; le model étudié et modélisé à l'aide de logiciel ETABS, peut passer aux ferrailages de ces éléments porteurs.*

# CHAPITRE VI:

## *Ferraillage des éléments*



*VI-1: Ferraillage des poteaux*



VI-1-1-Introduction :

Les poteaux sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des poutres vers la fondation. Chaque poteau est soumis à un effort  $N$  et à un moment fléchissant  $M$ , qui sont extraits à partir de logiciel ETABS (V9.6), ils sont donc calculés en flexion Composé.

VI-1-2-Recommandations du RPA :

<b>Armatures longitudinales : (R.P.A Art.7.5.2.2).</b>			
<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.</li> <li>➤ Le diamètre minimal est de <b>12 mm</b>.</li> <li>➤ La longueur minimale de recouvrement est de <b><math>40\Phi_L</math></b> (zone II<sub>a</sub>).</li> <li>➤ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser <b>25 cm en zone II<sub>a</sub></b>.</li> <li>➤ Pour tenir compte de la réversibilité du séisme, les poteaux doivent être ferrillés symétriquement.</li> </ul>			
<b><u>Pourcentage total maximum</u></b>	Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement :		
<b><u>Pourcentage total minimum :</u></b>	Le pourcentage minimal d'aciers est de <b>0,8%</b> de la section du béton ( <b><math>0,8\% bh</math></b> )		
<b>Résultats</b>			
<b>Section</b>	<b>0,8% b h (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>4% b h (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>6% b h (cm<sup>2</sup>)</b>
<b>Poteaux 45*45</b>	<b>16,2</b>	<b>81</b>	<b>121,5</b>
<b>Poteaux 40*40</b>	<b>12,8</b>	<b>64</b>	<b>96</b>
<b>Poteaux 35*35</b>	<b>9,8</b>	<b>49</b>	<b>73,5</b>

Tableau VI.1 : les recommandations du RPA.

VI-1-3-Hypothèse de calcul :

Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations :

- 1 - Effort normal maximal et le moment correspondant.
- 2 - Effort normal minimal et le moment correspondant.
- 3 - Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant.

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$1,35G+1,5Q \rightarrow \text{à l'ELU} \qquad G+Q \rightarrow \text{à l'ELS}$$

$$G+Q \pm E \rightarrow \text{RPA99 révisée 2003.} \qquad 0,8G \pm E \rightarrow \text{RPA99 révisée 2003.}$$

VI-1-4 Calcul de ferraillage (flexion composée):

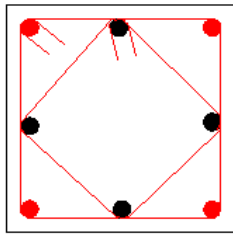
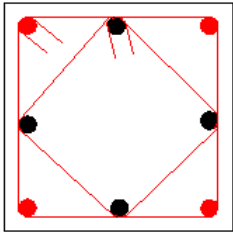
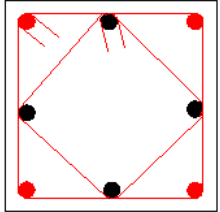
Section	sens	Combinaison	N	M	C	d	Obs	A <sub>sup</sub>	A <sub>inf</sub>	Choix armatures	A <sub>adoptée</sub>	A <sub>min</sub>	Schéma de ferraillage
45*45	SENS X-X	ELU	1596,57	-0,585	0,02	0,43	SEC	0,00	0,00	<b>4HA20 +4HA16</b>	<b>20,59cm<sup>2</sup></b>	16,2	
		0,8G+Ey	-486,08	0,692	0,02	0,43	SET	6,94	7,04				
		G+Q+Ex	641,05	29,079	0,02	0,43	SEC	0,00	0,00				
	SENS Y-Y	ELU	1596,57	5,797	0,02	0,43	SEC	0,00	0,00				
		0,8G+Ey	-486,08	3,446	0,02	0,43	SET	6,74	7,24				
		G+Q+Ey	428,25	29,68	0,02	0,43	SEC	0,00	0,00				
40*40	SENS X-X	ELU	1410,71	-1,799	0,02	0,38	SEC	0,00	0,00	<b>4HA16 +4HA14</b>	<b>14,19cm<sup>2</sup></b>	12,8	
		0,8G+Ey	-201,96	0,271	0,02	0,38	SET	2,88	2,93				
		G+Q+Ex	380,089	58,56	0,02	0,38	SEC	0,00	0,00				
	SENS Y-Y	ELU	1410,71	13,561	0,02	0,38	SEC	0,00	0,00				
		0,8G+Ey	-201,96	3,602	0,02	0,38	SET	2,61	3,2				
		G+Q+Ey	240,65	61,089	0,02	0,38	SEC	0,00	0,00				
35*35	SENS X-X	ELU	758,55	-2,203	0,02	0,33	SEC	0,00	0,00	<b>4HA14 +4HA12</b>	<b>10,68cm<sup>2</sup></b>	9,8	
		0,8G+Ey	-39,39	0,178	0,02	0,33	SET	0,55	0,58				
		G+Q+Ex	267,28	47,964	0,02	0,33	SEC	0,00	0,00				
	SENS Y-Y	ELU	758,55	7,921	0,02	0,33	SEC	0,00	0,00				
		0,8G+Ey	-39,39	1,17	0,02	0,33	SET	0,45	0,68				
		G+Q+Ey	139,02	44,514	0,02	0,33	SEC	0,00	0,00				

Tableau VI-3 : Résultats de ferraillage des poteaux à ELU.

VI-1-5-Vérifications à l'ELU :➤ Les armatures transversales :1) Diamètre des armatures transversales : (Art A.8.1.3/BAEL91 modifiées 99).

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm} \quad \phi_t = 8 \text{ mm}$$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en Ø8.

Soit ( $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ ).

2) Espacement des armatures transversales :

<u>Selon le BAEL 91 (Art A8.1.3)</u>	
$S_t \leq \min\{15\phi_l^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$ $S_t \leq \min\{15 * 1, 2; 40\text{cm}; (35 + 10)\text{cm}\}$ Avec : a : la petite dimension transversale des poteaux $S_t \leq 18\text{cm}$ Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$ .	
<u>Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)</u>	
<u>En zone courante (pour zone IIa) :</u>	
$S_t \leq \{15\phi_l^{\min}\} = \{15 * 1, 2\} = 18\text{cm}$ $S_t \leq 18\text{cm}$ Soit : $S_t = 15\text{cm}$ .	
<u>En zone nodal (pour zone IIa) :</u>	
$S_t \leq \min\{15\text{cm}; 10\phi_l^{\min}\} = \min\{15; 10 * 1, 2\} = \min\{15; 12\} = 12\text{cm}$ Soit: $S_t = 10 \text{ cm}$	

3) Vérification de la quantité d'armatures transversales :

Si  $\lambda_g \geq 5$  .....  $A_t^{\min} = 0,3\% S_t \cdot b_1$

Si  $\lambda_g \leq 3$  .....  $A_t^{\min} = 0,8 \% S_t \cdot b_1$

Si  $3 < \lambda_g \leq 5$  ..... interpoler entre les deux valeurs précédentes

Avec  $b_1$  : Dimension de la section droite du poteau dans la direction considérée.

$\lambda_g$  : Elancement géométrique du poteau :  $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$

$l_f$  : longueur de flambement du poteau.     $l_f = 0,7 l_0$

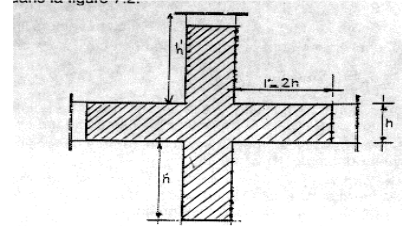
Les résultats se résument dans le tableau suivant :

<i>poteau</i>	<i>hauteur</i>	$L_f$	$\lambda_g$	$A_t^{\min} = 0,3\% S_t \cdot b_1$	$A_{adopte}$	<i>Observation</i>
45*45	4,08	2,88456	6,4	2,005	2,01	condition vérifiée
40*40	3,06	2,16342	5,40855	1,8	2,01	condition vérifiée
35*35	3,06	2,16342	6,1812	1,575	2,01	condition vérifiée

Tableau VI-4 : Vérification de la quantité d'armatures transversales.

➤ Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par le nœud poutre-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure ci-dessous.



$$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60) \quad (\text{Art.7.4.2.1}).$$

$h_e$  : la hauteur d'étage moins la hauteur de la poutre secondaire.

	h	h'
Poteau (45*45)	4,08	$h' = \text{Max} \left( \frac{408-35}{6}; 45; 45; 60 \right) = 62,17 \text{ cm}$
Poteau (40*40)	3,06	$h' = \text{Max} \left( \frac{306-35}{6}; 40; 40; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
Poteau (35*35)	3,06	$h' = \text{Max} \left( \frac{306-35}{6}; 35; 35; 60 \right) = 60 \text{ cm}$

Tableau VI-5 : Détermination de la zone nodal.

➤ La longueur minimale des recouvrements est de:

Pour la zone II<sub>a</sub> :  $L_r = 40\Phi$

Ø20	Ø16	Ø14	Ø12
$L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$	$L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$	$L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$	$L_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$

➤ Vérification des contraintes tangentielles (Art.7.4.3.2 /RPA99 version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante:

$$\text{On doit vérifier : } \tau_b = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \lambda_g \geq 5 \longrightarrow \rho_b = 0,075 \longrightarrow \bar{\tau}_{bu} = 1,875 \text{ MPa.}$$

poteau	h <sub>e</sub>	b=h	$\lambda_g \geq 5$	d	T <sub>u</sub>	$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$	$\bar{\tau}_{bu}$
45*45	4,08	0,45	6,41013333	0,425	18,29	0,096	1,875
40*40	3,06	0,4	5,40855	0,375	49,21	0,328	1,875
35*35	3,06	0,35	6,1812	0,325	41,91	0,368	1,875

Tableau V-6 : Vérification des contraintes tangentielles.

VI-6 - Vérifications à l'ELS :➤ Vérification des contraintes à l'ELS :

La vérification d'une section en béton armé à l'ELS consiste à démontrer que les contraintes maximales dans le béton  $\sigma_{bc}$  et dans les aciers  $\sigma_{st}$  sont au plus égales aux contraintes admissibles  $\bar{\sigma}_{bc}$  et  $\bar{\sigma}_{st}$ .

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa.}$$

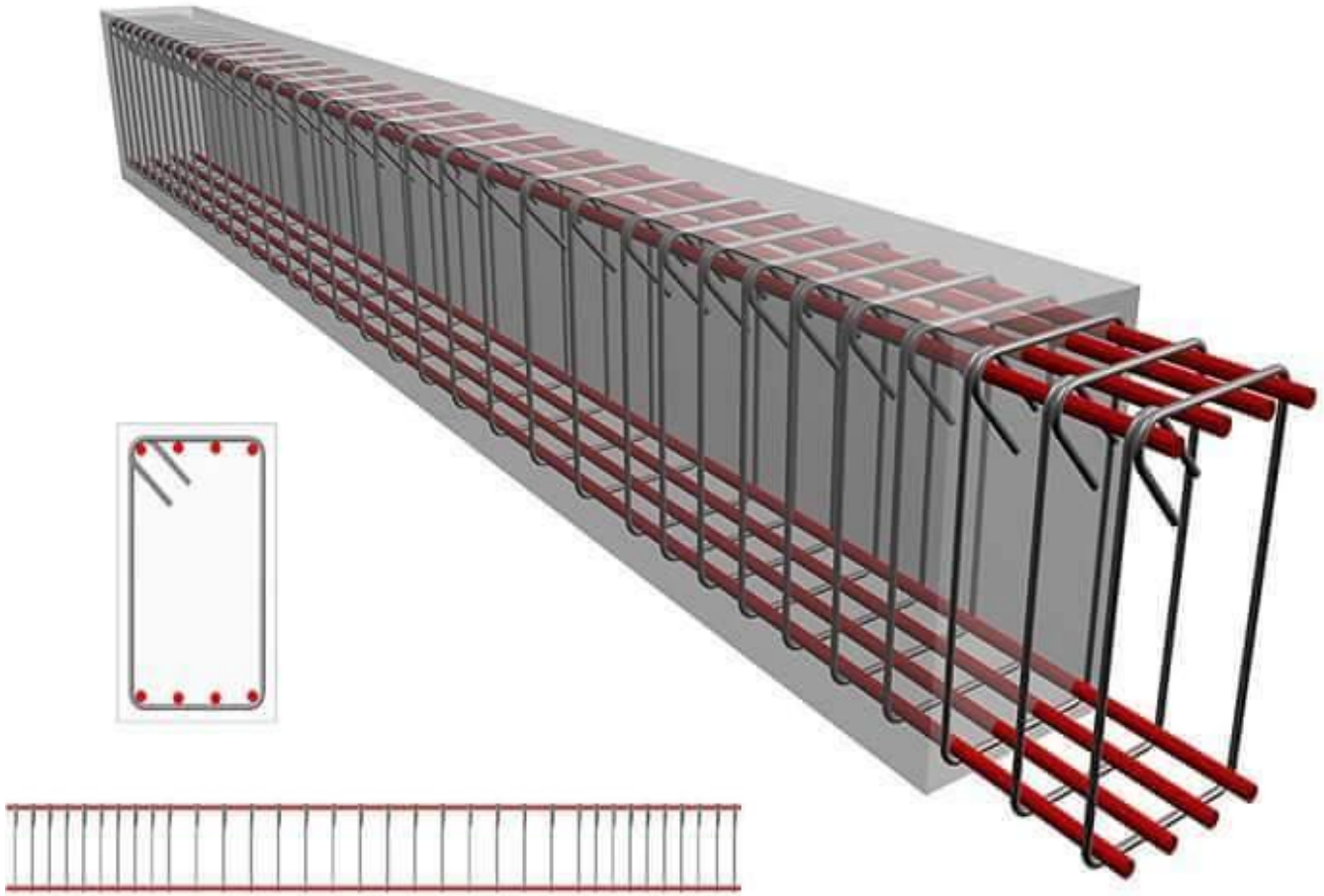
$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

poteaux	N (KN)	M(KN.m)	$\sigma_{bse}$	$\sigma_{sse}$	$\sigma_{bsi}$	$\sigma_{ssi}$	OBS
			Mpa	MPa	MPa	MPa	
45*45	N <sub>min</sub> =297,68	M <sub>cor</sub> =1,935	1,41	21	1,21	18,3	CV
	N <sub>max</sub> = 1161,7	M <sub>cor</sub> =4,201	5,32	79,5	4,9	73,8	CV
	N <sub>cor</sub> =705,43	M <sub>max</sub> =16,125	3,93	57,5	2,28	35,6	CV
40*40	N <sub>min</sub> =150,69	M <sub>cor</sub> =7,242	1,4	20	0,31	5,6	CV
	N <sub>max</sub> = 1026,41	M <sub>cor</sub> =9,825	6,55	96,9	5,07	77,4	CV
	N <sub>cor</sub> =408,06	M <sub>max</sub> =21,109	3,91	55,6	0,71	13,7	CV
35*35	N <sub>min</sub> =9,98	M <sub>cor</sub> =2,209	0,43	5,32	0	-7,73	CV
	N <sub>max</sub> = 552,18	M <sub>cor</sub> =5,732	4,74	69,7	3,43	52,9	CV
	N <sub>cor</sub> =58,15	M <sub>max</sub> =28,99	5,5	63,2	0	-169,1	CV

**Tableau V-7 : Vérification des contraintes a ELS.**

**Conclusion :** Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

## VI-2: Ferraillage des poutres



VI-2-1-Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux qui ont pour rôle la transmission des efforts des planchers vers les poteaux. Chaque poutre est soumise à un effort tranchant **T** et à un moment fléchissant **M**, qui sont extraits à partir de logiciel **ETABS (V9.6)**, ils sont donc calculés en flexion simple.

VI-2-2-Recommandations du RPA :

Armatures longitudinal: (R.P.A Art.7.5.2.1).			
<ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Le diamètre minimal est de <b>12mm</b>.</li> <li>➤ La longueur minimale de recouvrement est de <math>40\varnothing</math> en zone II<sub>a</sub>.</li> <li>➤ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à <math>90^\circ</math>.</li> <li>➤ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.</li> </ul>			
<b><u>Pourcentage total maximum</u></b>	Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de : $A_{\max}=4\% b h$ en zone courante. $A_{\max}=6\% b h$ en zone de recouvrement.		
<b><u>Pourcentage total minimum :</u></b>	Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section. $A_{\min} = 0,5\% b h$		
Résultats			
Section	0,5% b h (cm <sup>2</sup> )	4% b h (cm <sup>2</sup> )	6% b h (cm <sup>2</sup> )
<b>Poutre principale 30*40</b>	<b>6</b>	<b>48</b>	<b>72</b>
<b>Poutre secondaire 25*35</b>	<b>4,375</b>	<b>35</b>	<b>52,5</b>
<b>Poutre palier 25*35</b>	<b>4,375</b>	<b>35</b>	<b>52,5</b>

Tableau VI-2-1 : Les recommandations du RPA.

VI-2-3-Hypothese de calcul :

Le ferrailage des poutres se fait en flexion simple (un effort tranchant et le moment de flexion).

Les combinaisons considérées pour les calculs sont :

1.35G+1.5Q → à l'ELU.	G+Q±E → RPA99 révisée 2003.
G+Q → à l'ELS	0.8G±E → RPA99 révisée 2003

VI-2-4 -Calcul de ferrailage :**a. Calcul des armatures longitudinales (Flexion simple):**

Les résultats de ferrailage à **ELU** se résument dans le tableau suivant

		M	d	μ	obs	β	At (cm <sup>2</sup> )	Amin	Choix armatures	Aadp
<b>Poutre principale 30*40</b>	En travée	89,221	0,38	0,083	SSA	0,95	6,138	6	3HA14 +2HA12	6,88
	À l'appui	108,503	0,38	0,101	SSA	0,94	7,543	6	3HA12 +3HA14	8,01
<b>Poutre secondaire 25*35</b>	En travée	74,44	0,33	0,105	SSA	0,94	5,973	4,375	3HA14 +2HA12	6,88
	À l'appui	94,499	0,33	0,13	SSA	0,927	7,717	4,375	3HA12 +3HA14	8,01
<b>Poutre palier 25*35</b>	En travée	34,73	0,33	0,049	SSA	0,97	2,699	4,375	3HA14	4,61
	À l'appui	43,73	0,33	0,06	SSA	0,96	3,422	4,375	3HA14	4,61

**Tableau VI-2-2 : Résultats de ferraillage des poutres à ELU.**

**b. Calcul des armatures transversales :**

1) **Diamètre des armatures transversales :** (Art A.8.1,3/BAEL91 modifiées 99) :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi_l\right) \quad \phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35} ; \frac{25}{10} ; 1,2\right) = (1 ; 2,5 ; 1,2) = 1\text{cm.}$$

Soit :  $\phi_t = 8 \text{ mm.}$

2) **La section d'armature transversale :**

$$A_t = \frac{4\pi\phi_t^2}{4} = \frac{4 \times 3,14 \times 0,8^2}{4} = 2,01\text{cm}^2$$

On choisira un cadre et un étrier :  $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2.$

3) **Espacement des armatures transversales :**

<b>Selon le BAEL 99 : <math>S_t &lt; \min(0,9 d ; 40 \text{ cm})</math></b>		
	$S_t < (0,9 \times 33 ; 40 \text{ cm}) = (29,7 ; 40\text{cm})$	$S_t = 25 \text{ cm}$
<b>D'après le RPA 2003 : (Art 7-5-22)</b>		
<b>Zone nodal :</b>	$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} , 12\phi_l\right)$	
	$S_t \leq \min\left(\frac{35}{4} ; 12 \times 1,4\right) = (8,75 ; 16,8) = 8,75 \text{ cm}$	$S_t = 8\text{cm}$
<b>Zone courante :</b>	$S_t \leq \frac{h}{2}$	
	$S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5\text{cm}$	$S_t = 15\text{cm}$

**Conclusion :**  $S_t=8\text{cm}$  à la zone nodale.

$S_t=15\text{cm}$  à la zone courante.

4) **Vérification de la section minimale d'armatures transversales du RPA:**

$$A_t \geq 0,3\% S_t b$$

- **Poutre principale:**  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$
- **Poutre secondaire :**  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$
- **Poutre palier :**  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$

5) **Délimitation de la zone nodale :**

Dans le cas des poutres rectangulaires, la longueur de la zone nodale  $L'$  est égale à deux fois la hauteur de la poutre considérée.

Poutre principal	Poutre secondaire	Poutre palie
$L'=2 \times 40 = 80 \text{ cm}$	$L'=2 \times 35 = 70 \text{ cm}$	$L'=2 \times 35 = 70 \text{ cm}$

**VI- 2-4- Vérifications à L'ELU :**

➤ **Condition de non fragilité(A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99) :**

$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0,23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$		
	$A_{\text{min}}$	Observation
<u>Poutres principales</u>	$\frac{0,23 \times 25 \times 33 \times 2,1}{400} = 0,996 \text{ cm}$	$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\text{min}}$ Condition vérifiée.
<u>Poutres secondaire</u>		
<u>Poutre palier</u>		

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton (Art A.5.1.211/BAEL 99) :**

$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{b d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$			
fissurations peu nuisibles.	$\bar{\tau}_u = \min \{ 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \}$		=3,33MPa
/	$T_{\text{max}}$	$\tau_u$	Observation
<b><u>Poutre principales</u></b>	114,06KN	1,00MPa	Condition vérifiée
<b><u>Poutre secondaire</u></b>	111,11KN	1,35MPa	Condition vérifiée
<b><u>Poutre palier</u></b>	31,49KN	0,382MPa	Condition vérifiée

➤ Influence de l'effort tranchant sur le béton en appui (Art A.5.1.32 /BAEL99):

$T_{\max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a. b$ avec : $a=0,9*d$			
	$T_{\max}$	$0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a. b$	observation
<u>Poutre principales</u>	114,06KN	495KN	Condition vérifiée.
<u>Poutre secondaire</u>	111,11KN	495KN	Condition vérifiée.
<u>Poutre palier</u>	31,49KN	495KN	Condition vérifiée

➤ Influence de l'effort tranchant sur les armatures (Art A.5.1.313 /BAEL99) :

$A_s > (T_{\max} - \frac{M_{\max}}{0,9d}) \frac{1}{\sigma_{st}}$				
Poutre	Effort tranchant T	Moment aux appuis	$(T_u - \frac{M_u}{0,9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$	Observation
principale	114,06KN	108,503KN.m	-3,32	Condition vérifiée
secondaire	111,11KN	94,499KN.m	-3,61	Condition vérifiée
Palier	31,49KN	43,73KN.m	-3,85	Condition vérifiée

Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

➤ Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (ART A.6.1,3/ BAEL99) :

		Ferrailage	$\sum U_i$	$V_u^{\max}$	$\tau_{se}$	$\tau_{se.adm}$	obc
P-P	En travée	3HA14 +2HA12	207,24	114,06KN	1,61	2,835	C.V
	En appuis	3HA14 +2HA12	207,24		1,61		
P-S	En travée	3HA14 +2HA12	207,24	111,11KN	1,80	2,835	C.V
	En appuis	3HA14 +2HA12	207,24		1,80		
palier	En travée	3HA14	131,88	31,49KN	0,80	2,835	C.V
	En appuis	3HA14	131,88		0,80		

➤ Longueur de scellement droit des barres (ART A.6.1.23/BAEL91 modifiées99) :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0,6 \Psi^2 . f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,84 \text{MPa}$$

- Pour  $\phi 14$  :  $L_s = 49,42\text{cm}$  soit :  $L_s = 50\text{cm}$ .

- Pour  $\phi$  12:  $L_s = 42,36\text{cm}$  soit :  $L_s = 45\text{cm}$ .

Le règlement **BAEL99** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet "  $L_c$  " est au moins égale à  $0.4L_s$

Pour  $\phi$  14 :  $L_c = 20\text{cm}$ .

Pour  $\phi$  12 :  $L_c = 18\text{cm}$ .

### VI-2-5- Vérifications à L'ELS :

- Etat limite d'ouverture des fissurations (Art. B.6.3 /BAEL 99) :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.

- Etat limite de compression du béton :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

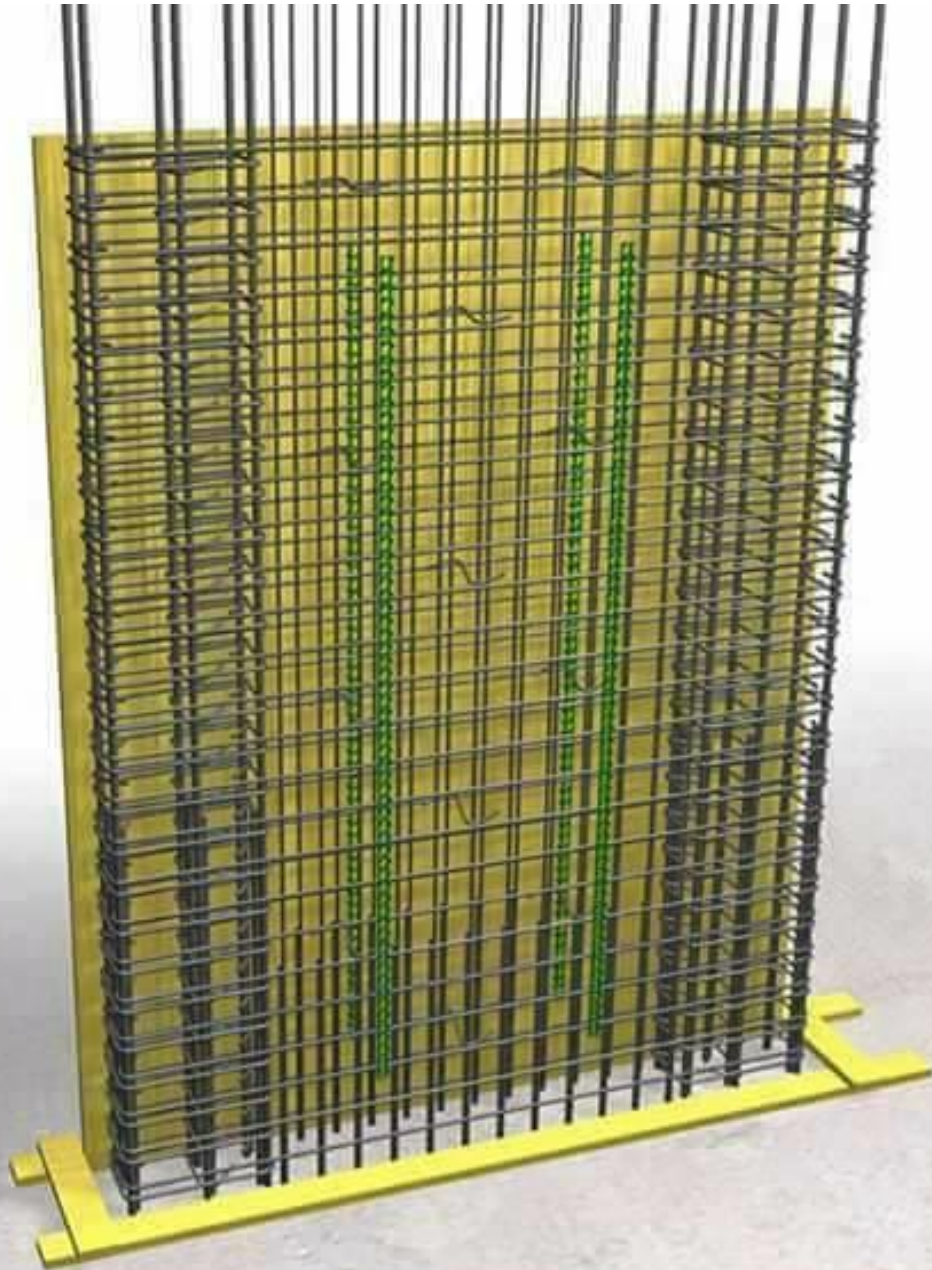
$$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \times \sigma_{st}$$

Avec :  $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$  et  $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$

Poutre	M <sub>smax</sub>	A adopté	$\rho_1$	$\beta_1$	$k_{,1}$	$\sigma_s$ [Mpa]	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc}^{bar}$	obs
principale	33,827	10,64	0,596	0,885527	28,44206	146,113	5,137	15	vérifiée
	67,55	10,64	0,694	0,877374	24,85476	252,944	10,177	15	vérifiée
secondaire	33,328	8,28	0,596	0,885527	28,44206	165,770	5,828	15	vérifiée
	50,795	9,42	0,694	0,8773744	24,44206	216,023	8,812	15	vérifiée
Palier	11,9	6,02	0,399	0,901905	35,64844	81,760	2,682	15	vérifiée
	17,218	6,02	0,399	0,89970	33,56664	125,796	3,748	15	vérifiée

**Tableau VI-2-3 : Vérification des contraintes à ELS.**

VI-3: Ferraillage des voiles



**VI-3-1- Introduction :**

Le ferraillage d'un voile consiste à déterminer ses armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales (G et Q) et horizontales dues au séisme.

Pour faire face à ces sollicitations, on doit prévoir trois types d'armatures : Armatures verticales. Armatures horizontales et les Armatures transversales.

**Combinaison d'action :**

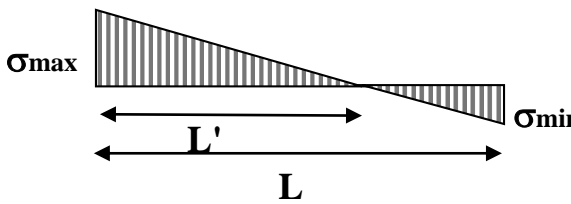
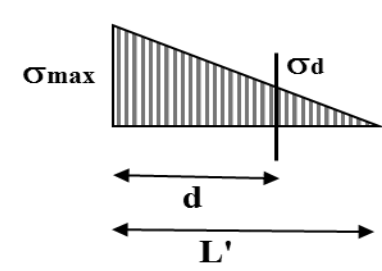
<u>Selon le BAEL 99</u>	<u>Selon le RPA version 2003 :</u>
1.35G+1.5Q	G+Q±E
G+Q	0.8G±E

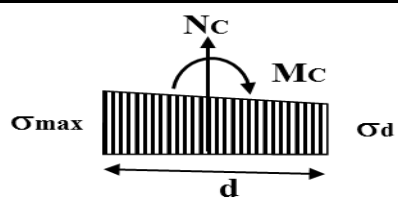
Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en trois zones :

- ✓ **Zone I :** RDC.
- ✓ **Zone II :** 1<sup>ER</sup>, 2<sup>eme</sup>, 3<sup>eme</sup> et 4<sup>eme</sup> étage.
- ✓ **Zone III :** 5<sup>eme</sup> au 9<sup>eme</sup> étage.

**VI-3-2- Exposé de la méthode de calcul:**

❖ Armature verticale:

<b>Type de sollicitation</b>	En fonction des contraintes agissant sur le voile, On est dans le cas d'une : <b>Section partiellement comprimé SPC.</b> 
<b>longueur de calcul « d »</b>	$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c\right).$
<b>Largeur L'</b>	$L' = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} - \sigma_{min}} L$
<b>Calcul de la contrainte au niveau de la section [d]</b>	$\sigma_d = \left(\frac{L'-d}{L'}\right) \sigma_{max}$ 

Calcul des efforts internes correspondants	$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} d \cdot e$ 
Calcul du ferrailage	$\gamma_s = 1$ $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ $\sigma_s = 400,0 \text{ [Mpa]}$ $A_s = \frac{N}{\sigma_s}$ <p> <math>\gamma_s</math> : Coefficient de sécurité                      = (1.15 situation durable; 1 situation accidentelle)  <math>\sigma_s</math> : Contrainte de calcul des acier  <math>A_s</math> : Section des armatures                 </p>
Armatures minimales	$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{BAEL Art A4.2.1})$ $A_{\min} \geq A = 0.002B \quad (\text{RPA Art 7.7.4.1})$

❖ Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10Φ** et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales

BEAL 91 :  $A_h = \frac{A_v}{4}$

RPA 2003 :  $A_h \geq 0.15\% B$

❖ Armature transversale :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003).

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

❖ Armature de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e}$$

Avec : V=1,4

T : effort tranchant calculé au niveau considéré

❖ Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est  $\geq 4HA10$  ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

❖ Disposition constructives :

Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1, 5e; 30\text{cm}\} \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

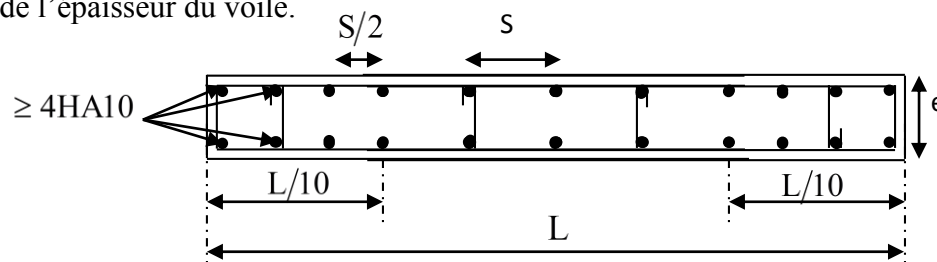
Longueur de recouvrement :

-  $40\Phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

-  $20\Phi$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.



❖ Vérification des contraintes de cisaillement :

D'après le RPA99 /2003:

$$\tau_b = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} \quad \text{Avec : } V = 1.4 T$$

D'après le BAEL91 :

Il faut vérifier que :  $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u \leq \min\left\{0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa}\right\}$$

❖ Vérification à L'ELS :

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 MPA.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15\text{Mpa}.$$

## VI-3-3-Calcul de ferrailage:

VT1	Zone	I	II	III
Sollicitation de calcul	hauteur d'étage (m)	4,08	3,06	3,06
	L (m)	2,28	2,30	2,33
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )	0,455	0,46	0,465
	h	3,68	2,66	2,66
	T(kN)	962,220	785,940	436,550
	N <sub>ser</sub> (kN)	3454,63	3233,09	1946,35
	V <sub>u</sub> (kN)	1347,108	1100,316	611,170
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	6428,870	4345,660	2667,650
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	3415,730	1527,540	1853,130
$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	400,00	400,00	400,00	
armatures verticales	L <sub>t</sub>	1,49	1,70	1,37
	L <sub>c</sub>	0,79	0,60	0,95
	d	0,99	1,13	0,91
	$\sigma_1$	2142,957	1448,553	889,217
	N <sub>1</sub>	848,99	657,37	325,32
	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	21,22	16,43	8,13
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	37,05	30,26	16,81
	A'v1/bande/nappe	<b>30,49</b>	<b>24,00</b>	<b>12,33</b>
A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		3,96	4,54	3,66
Ferrailage adopté	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )	32,15	24,62	15,82
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	<b>2*8HA16</b>	<b>2*8HA14</b>	<b>2*7HA12</b>
	Espacement (cm)	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )	8,04	6,90	6,98
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )	<b>11,775</b>	<b>8,635</b>	<b>8,635</b>
	choix de la section	<b>15HA10</b>	<b>11HA10</b>	<b>11HA10</b>
	Espacement (cm)	<b>25</b>	<b>25</b>	<b>25</b>
Armatures transversales		<b>4 épingles HA8 /m<sup>2</sup></b>		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	3,290	2,658	1,460
	$\bar{\tau}_u = 3,26\text{ Mpa}$	2,350	1,898	1,043
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	6,865	6,506	3,982

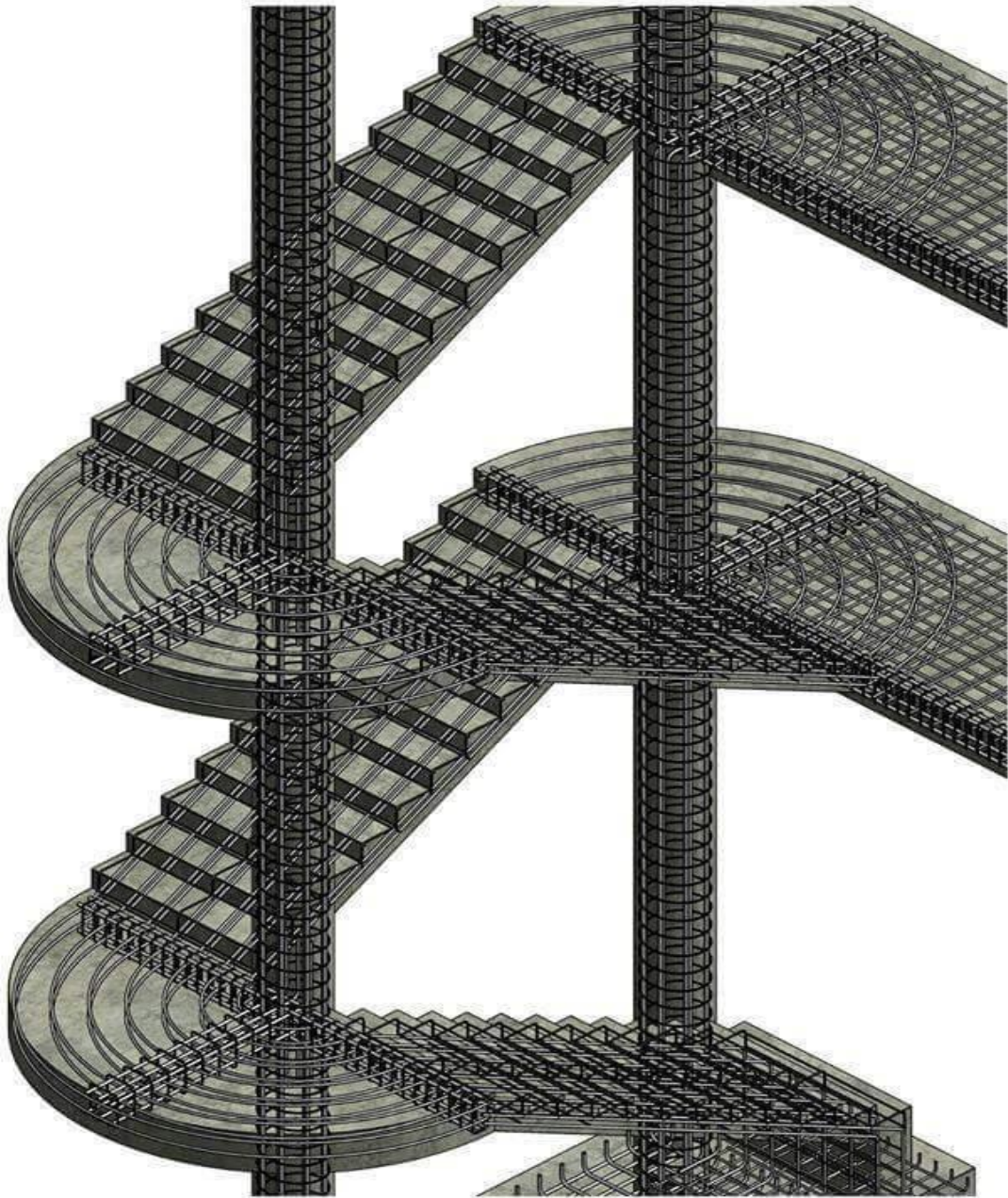
VT2	Zone	I	II	III
Sollicitation de calcul	Hauteur d'étage	4,08	3,06	3,06
	L (m)	0,98	1,00	1,03
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )	0,195	0,2	0,205
	h	3,68	2,66	2,66
	T(kN)	326,560	330,560	293,560
	N <sub>ser</sub> (kN)	2427,60	2303,37	1356,33
	V <sub>u</sub> (kN)	457,184	462,784	410,984
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	6910,300	4878,430	2738,000
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	2563,020	880,440	763,610
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	400,00	400,00	400,00
armatures verticales	L <sub>t</sub>	0,71	0,85	0,80
	L <sub>c</sub>	0,26	0,15	0,22
	d	0,47	0,56	0,53
	$\sigma_1$	2303,433	1626,143	912,667
	N <sub>1</sub>	436,86	367,34	195,06
	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	10,92	9,18	4,88
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	12,57	12,73	11,30
	A'v1/bande/nappe	<b>14,06</b>	<b>12,37</b>	<b>7,70</b>
A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		1,90	5,93	5,61
Ferrailage adopté	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )	14,19	12,94	7,85
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	<b>2*(2HA16+2HA14)</b>	<b>2*(2HA14+3HA12)</b>	<b>2*5HA12</b>
	Espacement (cm)	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )	3,55	3,24	3,08
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )	<b>11,775</b>	<b>8,635</b>	<b>8,635</b>
	choix de la section	<b>15HA10</b>	<b>11HA10</b>	<b>11HA10</b>
	Espacement (cm)	<b>25</b>	<b>25</b>	<b>25</b>
Armatures transversales		<b>4 épingles HA8 /m<sup>2</sup></b>		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	2,605	2,571	2,228
	$\bar{\tau}_u = 3,26\text{MPa}$	1,861	1,836	1,591
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	11,224	10,498	6,257

VL1	Zone	I	II	III
Solllicitation de calcul	H poutre(m)	0,35	0,35	0,35
	hauteur d'étage	4,08	3,06	3,06
	L (m)	1,28	1,30	1,33
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )	0,255	0,26	0,265
	h	3,73	2,71	2,71
	T(kN)	414,000	355,980	277,970
	N <sub>ser</sub> (kN)	2714,30	2644,67	1644,62
	Vu (kN)	579,600	498,372	389,158
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	5560,940	4664,630	5108,520
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	1689,400	2310,080	3562,740
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	400,00	400,00	400,00
Armatures verticales	Lt	0,98	0,87	0,78
	Lc	0,30	0,43	0,54
	d	0,65	0,58	0,52
	$\sigma_1$	1853,647	1554,877	1702,840
	N <sub>1</sub>	483,39	360,49	354,46
	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	12,08	9,01	8,86
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	15,94	13,71	10,70
	A <sup>v</sup> 1/bande/nappe	<b>16,07</b>	<b>12,44</b>	<b>11,54</b>
Armatures minimales		2,61	2,32	2,08
Ferraillage adopté	A <sup>v</sup> 1 adopté (cm <sup>2</sup> )	17,27	12,94	12,94
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	<b>2*(2HA16+3HA14)</b>	<b>2*(2HA14+3HA12)</b>	<b>2*(2HA14+3HA12)</b>
	Espacement (cm)	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )	4,32	3,90	3,98
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )	<b>11,775</b>	<b>8,635</b>	<b>8,635</b>
	choix de la section	<b>15HA10</b>	<b>11HA10</b>	<b>11HA10</b>
	Espacement (cm)	<b>25</b>	<b>25</b>	<b>25</b>
Armatures transversales		<b>4 épingles HA8 /m<sup>2</sup></b>		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	2,525	2,130	1,632
	$\bar{\tau}_u = 3,26\text{ Mpa}$	1,804	1,521	1,165
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	9,663	9,465	5,783

VL2	Zone	I	II	III
Sollicitation de calcul	h poutre(m)	0,35	0,35	0,35
	hauteur d'étage	4,08	3,06	3,06
	L (m)	1,78	1,80	1,83
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )	0,355	0,36	0,365
	h	3,73	2,71	2,71
	T(kN)	716,920	620,370	436,540
	N <sub>ser</sub> (kN)	4444,60	4268,31	2616,09
	V <sub>u</sub> (kN)	1003,688	868,518	611,156
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	8374,880	5879,980	5463,700
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	3575,850	2196,490	3761,810
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	400,00	400,00	400,00
Armatures verticales	L <sub>t</sub>	1,24	1,31	1,08
	L <sub>c</sub>	0,53	0,49	0,74
	d	0,83	0,87	0,72
	$\sigma_1$	2791,627	1959,993	1821,233
	N <sub>1</sub>	925,99	684,94	524,92
	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	23,15	17,12	13,12
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	27,60	23,88	16,81
	A'v1/bande/nappe	30,05	23,09	17,32
Armatures minimales		3,32	3,49	2,88
Ferraillage adopté	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )	<b>32,15</b>	<b>24,62</b>	<b>15,82</b>
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	<b>2*8HA16</b>	<b>2*8HA14</b>	<b>2*7HA12</b>
	Espacement (cm)	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )	8,04	6,16	5,48
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )	<b>11,775</b>	<b>8,635</b>	<b>8,635</b>
	choix de la section	<b>15HA10</b>	<b>11HA10</b>	<b>11HA10</b>
	Espacement (cm)	<b>25</b>	<b>25</b>	<b>25</b>
Armatures transversales		<b>4 épingles HA8 /m<sup>2</sup></b>		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	3,141	2,681	1,860
	$\bar{\tau}_u = 3,26\text{MPa}$	2,244	1,915	1,329
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	11,023	10,753	6,730

Salle machine	Zone	I	II	III
Sollicitation de calcul	h poutre(m)	0,35	0,35	0,35
	hauteur etage (m)	4,08	3,06	3,06
	L (m)	1,65	1,65	1,65
	e (m)	0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )	0,33	0,33	0,33
	h	3,73	2,71	2,71
	T(kN)	347,810	311,040	180,720
	N <sub>ser</sub> (kN)	1632,48	1144,91	979,54
	V <sub>u</sub> (kN)	486,934	435,456	253,008
	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	7270,760	5259,580	5172,970
	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )	2647,080	1310,340	3930,790
	$\sigma_s$ (kN/m <sup>2</sup> )	400,00	400,00	400,00
Armatures verticales	L <sub>t</sub>	1,21	1,32	0,94
	L <sub>c</sub>	0,44	0,33	0,71
	d	0,81	0,88	0,63
	$\sigma_1$	2423,587	1753,193	1724,323
	N <sub>1</sub>	781,76	617,55	431,11
	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )	19,54	15,44	10,78
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )	13,39	11,98	6,96
	A'v1/bande/nappe	22,89	18,43	12,52
Armatures minimales		3,23	3,52	2,50
Ferrailage adopté	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )	<b>23,42</b>	<b>18,5</b>	<b>15,82</b>
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	<b>2*(3HA16+4HA14)</b>	<b>2*(2HA14+5HA12)</b>	<b>2*(7HA12)</b>
	Espacement (cm)	<b>15</b>	<b>15</b>	<b>15</b>
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )	5,86	4,95	4,95
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )	<b>11,775</b>	<b>8,635</b>	<b>8,635</b>
	choix de la section	<b>15HA10</b>	<b>11HA10</b>	<b>11HA10</b>
	Espacement (cm)	<b>25</b>	<b>25</b>	<b>25</b>
Armatures transversales		<b>4 épingles HA8 /m<sup>2</sup></b>		
Vérification des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{MPa}$	1,640	1,466	0,852
	$\bar{\tau}_u = 3,26\text{ Mpa}$	1,171	1,047	0,608
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$	4,471	3,200	2,769

*VI-4: Ferraillage des escaliers*



**VI-4-1- Hypothèse :**

- ✓ L'escalier est sollicité en flexion simple.
- ✓ La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- ✓ Les combinaisons considérées pour les calculs sont :  
 $1.35G+1.5Q \rightarrow \text{à l'ELU.} \quad G+Q \rightarrow \text{à l'ELS}$
- ✓ Le calcul se fera pour une bande de 1m.

**VI-4-2 -calcul de ferrailage :****a. Calcul des armatures en travée :  $M_t^{\max} = 21,3\text{KN.m}$** 

Calcul des moments réduits		
$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} b d^2} = 0,066 \leq \mu_l = 0,392 \ll \text{Pas d'aciers comprimés} \gg \text{S.S. A}$		
Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\alpha=0,086$
Bras de levier du couple interne	$\beta = (1 - 0,4\alpha)$	$\beta=0,965$
Détermination de la section des aciers tendus principales		
Section d'acier	$M_u / \beta \cdot d \cdot \sigma_{st}$	$A_s = 4,23\text{cm}^2$
Condition de non fragilité	$0.23 b d f_{t28} / f_e$	$A_{\min}=1,932\text{cm}^2$
$A_p=4,23\text{cm}^2$ soit $4\text{HA}12=4,52\text{cm}^2$ ,		
<b>Avec un espacement : <math>S= 25\text{cm} &lt; S_{\max}=\min (2h, 25\text{cm}) =25\text{cm}</math>.</b>		
Les armatures de répartition	$A/4$	$1,13\text{cm}^2$
<b><math>4\text{HA}10=3,14\text{cm}^2</math>, avec un espacement : <math>S=25\text{cm} &lt; S_{\max}=\min (3h, 33\text{cm}) =33\text{cm}</math>.</b>		

b. Calcul des armatures aux appuis :  $M_a^{\max} = -26,27 \text{ KN.m}$ 

Calcul des moments réduits		
$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} b d^2} = 0,072 \leq \mu_l = 0,392$ « Pas d'aciers comprimés » S.S. A		
Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Coefficient de la fibre neutre	$1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	$\alpha=0,094$
Bras de levier du couple interne	$\beta = (1 - 0,4\alpha)$	$\beta=0,962$
Détermination de la section des aciers tendus principales		
Section d'acier	$M_u / \beta \cdot d \cdot \sigma_{st}$	$A_s = 4,90 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$0,23 b d f_{t28} / f_e$	$A_{\min}=1,932 \text{ cm}^2$
<b><math>A_p=4,90 \text{ cm}^2</math> soit 4HA14=6,15cm<sup>2</sup>,</b>		
<b>Avec un espacement : S= 25cm &lt; S<sub>max</sub>=min (2h, 25cm) =25cm.</b>		
Les armatures de répartition	A/4	1,54cm <sup>2</sup>
<b>4HA10=3,14cm<sup>2</sup>, avec un espacement : S=25cm &lt; S<sub>max</sub>=min (3h, 33cm) =33cm.</b>		

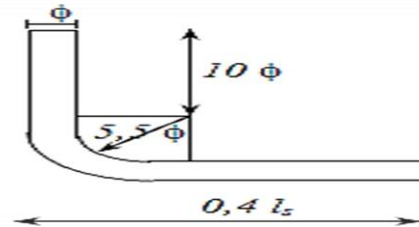
**III-4-3-Vérification à L'ELU :  $V_u=26,92 \text{ KN}$ .**

a) Vérification de la contrainte de cisaillement.		
Contrainte de cisaillement	$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{26,92 \times 10^3}{1000 \times 160}$	$\tau_u = 0,168 \text{ MPA}$
Contrainte cisaillement admissible	$\tau_u \leq \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ MPA})$	$\tau_u = 2,50 \text{ MPA}$
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_u \leq \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b; 4 \text{ MPA})$	0,168 < 2,5 vérifiée

b) Vérification de l'adhérence		
Contrainte tangentielle	$\tau_s = \frac{V_u}{0,9 \cdot d \cdot \sum u_i} = \frac{26,92 \times 10^3}{0,9 \times 160 \times 175,84}$ Avec : $\sum u_i = 4 \times 3 \cdot 14 \times 14 = 175,84 \text{ mm}$ .	$\tau_s = 1,06 \text{ MPA}$
Contrainte tangentielle limite	$\tau_s = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28}$ Avec : $\psi = 1,5$ pour HA	$\tau_s = 2,835 \text{ MPA}$
Vérification de la contrainte de cisaillement	$\tau_s = 1,06 \leq \tau_s = 0,6 \cdot \psi^2 \cdot f_{c28}$	1,06 < 2,835 vérifiée

<b>c) Influence de l'effort tranchant sur les armatures : <math>A_p \geq \frac{V_u}{\sigma_{s,adm}}</math></b>	
$\sigma_{s,adm} = \frac{f_e}{\gamma_s}$	348MPa
$A_p \geq \frac{V_u}{\sigma_{s,adm}} = 0,773\text{cm}^2$	Condition vérifiée

<b>d) Calcul de ancrage : <math>L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{se}} = 35,21\phi\text{cm}</math>. avec : <math>\tau_{se} = 0.6\psi^2 \cdot f_{t28} = 2,825\text{MPa}</math>.</b>	
Vu que $l_s$ dépasse la longueur de la poutre dans laquelle seront ancrée les armatures, on calculera un crochet normal dont la longueur d'ancrage est fixée à $0,4L_s$ .	
<b><math>\phi=12\text{mm}</math> :</b>	
$0,4l_s = 16,9 = 20\text{cm}$ .	
<b><math>\phi=14\text{mm}</math> :</b>	
$0,4l_s = 19,71 = 20\text{cm}$	
<b><math>\phi=10\text{mm}</math> :</b>	
$0,4l_s = 14,08 = 15\text{cm}$	



**VI-4-4- Vérification à L'ELS :**

- a. **Vérification a l'état d'ouverture des fissures :** (Art. B.6.3 /BAEL91modifiées 99) :  
La fissuration est considérée comme peu nuisible, alors aucune vérification n'est nécessaire.
- b. **Etat limite de compression du béton** (Art A.4.5.2 BAEL91) :  
➤ **En travée :  $M_s = 14,12\text{KN.m}$**

Contrainte limite de béton	$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$	
Contrainte d'acier calculée	$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$ Avec : $\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \cdot 16} = 0,30$ $\beta = 0,913$ et $k = 42,47$	$\sigma_s = 213,85\text{MPa}$
Contrainte de béton calculée	$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \times \sigma_{st} = 213,85/42,47$	5,053MPa
Vérification de la contrainte de béton	$\sigma_{bc} = 5,053 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15$	Condition vérifiée

➤ Aux appuis  $M_s=18,99\text{KN.m}$

Contrainte limite de béton	$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$	
Contrainte d'acier calculée	$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$ <p>Avec : <math>\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 6.15}{100.16} = 0,38</math></p> $\beta = 0,908 \text{ et } k = 39,25$	$\sigma_s = 212,54 \text{ MPa}$
Contrainte de béton calculée	$\sigma_{bc} = \frac{1}{k_1} \times \sigma_{st} = 212,54/39,25$	5,415MPa
Vérification de la contrainte de béton	$\sigma_{bc} = 5,415 \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15$	Condition vérifiée

**c) Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

La flèche développée au niveau de l'escalier doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

$$f < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{330}{500} = 0,66 \text{ cm}$$

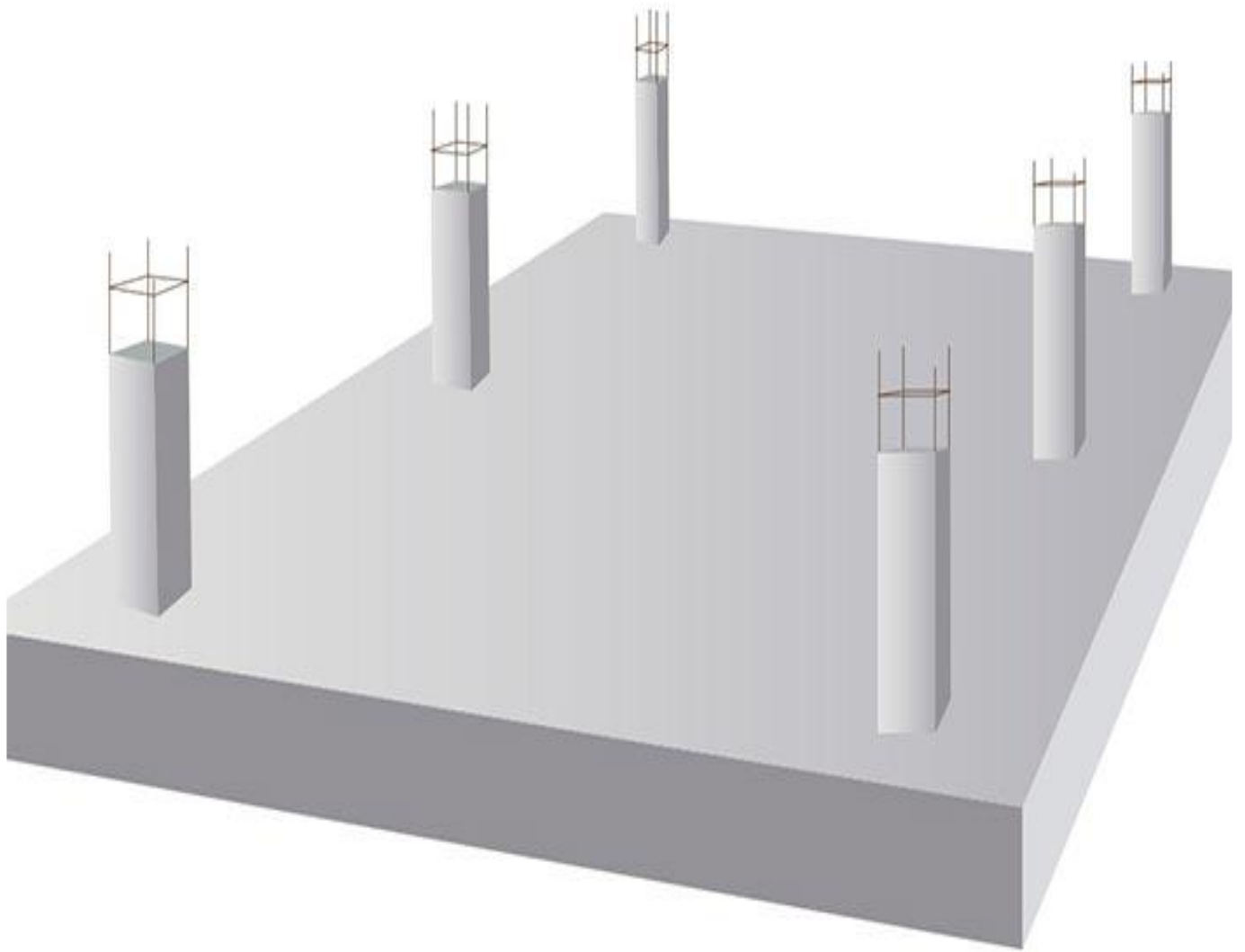
$f$ : La valeur de la flèche trouvée par ETABS :

$$f = 0,40 \text{ cm} < \bar{f} = 0,66 \text{ cm}$$

**Condition vérifiée.**

## CHAPITRE VII:

### *Etude de l'infrastructure*



VII-1- Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

VII-2- Etude géotechnique du sol:

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude sont :

- La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{sol} = 2,00 \text{ bars}$ .
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

VII-3-Choix du type de fondation:

VII.3-1-Dimensionnement :

a) Semelles isolées (semelle isolée sous un effort N):

<b>Combinaison de calcul</b>	G+Q±E, 0,8G±E (RPA 2003, Art10.1.4.1)
<b>Méthode de calcul</b>	$A \times b \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$ , $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1 \Rightarrow A = B$ (poteau carré) $B \geq \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{sol}}}$
<b>N<sub>max</sub></b>	N <sub>max</sub> = 1657,41KN
<b>σ<sub>sol</sub></b>	σ <sub>sol</sub> = 0,20 Mpa
<b>Les dimensions adoptées</b>	$B \geq \sqrt{\frac{1231,99}{200}} = 2,48 \text{ MPa}$ $\Rightarrow A = B = 2,70\text{m}$
L'importance des dimensions des semelles expose nos fondations au chevauchement, alors il faut opter pour des semelles filantes.	

Tableau VII-1 : Dimensionnement des semelles isolées.

b) Semelles filantes (semelle filante sous un effort N):

➤ Sous voiles :

Sens longitudinal :

Voile	N(KN)	L(m)	B <sub>min</sub>	B <sub>adoptée</sub>	Nombre de voile	S=BxL (m <sup>2</sup> )
VL1	1344,45	1,5	4,48	5	4	30
VL2	1381,97	2	3,45	3,8	4	30,4
VL3	1502,62	1,65	4,55	5,10	2	16,83
Σ=						77,23

Tableau VII-2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).Sens transversal :

Voile	Ns(KN)	L(m)	B <sub>min</sub>	B <sub>adoptée</sub>	Nombre de voile	S=BxL (m <sup>2</sup> )
VT1	1657,41	2,5	3,30	3,70m	4	37
VT2	841,85	1,2	3,50	3,90m	4	18,72
VT3	1489,85	1,65	4,51	5,00m	2	16,5
Σ=						72,22

Tableau VII-3 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).

La somme des surfaces des semelles sous voiles est :

$$S_v = \sum S_i = 77,23 + 72,22 = 149,45 \text{ m}^2$$

➤ Sous poteaux :

On fera le calcul sur le portique longitudinal (fil de poteaux le plus sollicité).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poteaux	N <sub>s</sub> (KN)	Minf (KN.m)	ei (m)	N x ei
C36	1071,06	7,125	7,75	8300,715
C28	1145,98	-2,169	3,15	3609,837
C20	1136,78	-0,447	0	0
C12	1231,99	1,519	-3,15	-3880,7685
C4	818,5	-3,484	-7,75	-6343,375
Σ	5404,31	2,544	/	1686,4085

Tableau VII-4 : Surface des semelles filantes sous poteaux.

- Détermination de la coordonnée de la résultante des forces

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{R} = \frac{1686,4085 + (2,544)}{5404,31} = 0,31\text{m}$$

- Détermination de la distribution par mètre linéaire de la semelle

On a :  $e = 0,31\text{m} < \frac{L}{6} = \frac{15,5}{6} = 2,58\text{ m} \Rightarrow$  Répartition trapézoïdale

$$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{5404,31}{15,5} \times \left(1 - \frac{6 \times (0,31)}{15,5}\right) = 306,83\text{KN/ml}$$

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{5404,31}{15,5} \times \left(1 + \frac{6 \times (0,31)}{15,5}\right) = 390,51\text{ KN/ml}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{5404,31}{15,52} \times \left(1 + \frac{3 \times (0,31)}{15,5}\right) = 369,58\text{ KN/ml}$$

- Détermination de la largeur de la semelle

$$B \geq \frac{q(L/4)}{\bar{\sigma}_{\text{sol}}} = \frac{369,58}{250} = 1,47\text{ m}$$

Donc on opte pour  $B = 1,60\text{ m}$ .

Nous aurons la surface totale des semelles sous poteaux :  $S_p = S \times n$

$n$  : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_p = 2 \times (1,6 \times 6,3) + 4 \times (1,6 \times 4,6) + 3 \times (15,5 \times 1,6) + (1,6 \times 10,9) = 141,44\text{ m}^2$$

La surface totale occupée par les semelles filantes est :

$$S_t = S_p + S_v = 149,45 + 141,44 = 290,89\text{ m}^2$$

La surface totale de la structure :  $S_{\text{bat}} = 376,65\text{m}^2$

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_t}{S_{\text{bat}}} = \frac{290,89}{376,65} \times 100 = 77,23\%$$

Donc :  $S_t > 50\% S_{\text{bat}}$

### Conclusion :

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50%** de la surface totale du bâtiment, pour cela nous opterons pour un radier général.

VII-2- Pré dimensionnement du radier :

Elément		Condition	Valeur adoptée
Radier	Condition de vérification de la longueur élastique	$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3 K}{E}}$ <p>Avec : <math>K=40</math> MPa pour un sol moyen.  <math>L_{\max}=4,60</math>m.  <math>E=10818.865</math> MPa</p> $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,60\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0,93\text{m}$	h=100cm.
	Condition forfaitaire	$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \qquad \frac{460}{8} \leq h \leq \frac{460}{5}$ $57,5 \leq h \leq 92 \text{ cm}$	
Dalle	<p>La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :</p> $h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$ <p>avec un minimum de 25cm. <math>\longrightarrow h_d \geq \frac{460}{20} = 23 \text{ cm}</math></p>		$h_d = 30$
Nervure (poutre)	$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{460}{10} = 46 \text{ cm} \qquad \text{Soit } h_n = 100 \text{ cm}$ <p>et <math>0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n</math></p> $0,4 \times 100 = 40 \leq b_n \leq 0,7 \times 100 = 70 \text{ cm.}$		$h_n = 100$ $b_n = 60$

Tableau VII-5 : Dimensionnement de radier général.

VII-3-Calcul de la surface nécessaire au radier :

<b>Chargement</b>	Charge permanente de la structure	<b>G = 38863,63KN.</b>
	Charge d'exploitation de la structure	<b>Q = 6595,43KN.</b>
<b>Combinaison d'actions</b>	<b>ELU</b>	$N_U = 1,35G + 1,5Q$ $= 1,35 \times 38863,63 + 1,5 \times 6595,43 = \mathbf{62359,0455KN}$
	<b>ELS</b>	$N_S = G + Q = 38863,63 + 6595,43 = \mathbf{45459,06KN}$
<b>la surface du radier</b>	<b>ELU</b>	$S_{nec}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1,33 \sigma_{sol}} = \frac{62359,0455}{1,33 \times 200} = \mathbf{234,43m^2}$
	<b>ELS</b>	$S_{nec}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{45459,06}{200} = \mathbf{227,29m^2}$
<b>Surface adoptée</b>	$S_{rad} = \max (S_{nec}^{ELU} , S_{nec}^{ELS} ) = \mathbf{234,43 m^2}$	
<b>la surface du bâtiment</b>	$S_{bat} = \mathbf{376,65 m^2}$	
<b>Conclusion</b>	<p style="text-align: center;"><b><math>S_{bat} = 376,65 m^2 &gt; S_{rad} = 234,43m^2</math></b></p> <p style="text-align: center;">On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du BAEL</p>	
<b>Longueur de débord</b>	$L_{deb} \geq \max \left( \frac{h}{2} ; 30cm \right) = \max \left( \frac{100}{2} ; 30cm \right) = 50cm$ <p style="text-align: center;"><b>L<sub>deb</sub> = 50 cm</b></p>	
<b>Surface de débord</b>	$S_{deb} = P \cdot L_{deb} = 81,6 \times 0,5 = \mathbf{40,8m^2}$	
<b>surface totale du radier</b>	$S_{rad} = S_{bat} + S_{deb} = 376,65 + 40,8 = \mathbf{417,45m^2}$	

Tableau VII-6 : surface du radier général

VII-4-Calcul des sollicitations à la base du radier :

<b>Charges permanentes</b>	<b>Poids du bâtiment</b>		<b>G = 38863,63KN.</b>		
	<b>Poids de radier</b>	<b>Poids de la dalle :</b>	$P_{dalle} = S_{radier} h_d \rho_b$ $P_{dalle} = 417,45 \times 0,30 \times 25$		<b>3130,875KN</b>
		<b>Poids des nervures</b>	$P_{nerv} = b_n (h_n - h_d) \rho_b \sum(Lx.n+Ly \times m)$ $P_{nerv} = 0,60 \times (1 - 0,30) \times 25 \times (15,5 \times 8 + 24,3 \times 5)$		<b>2577,75 KN</b>
		<b>Poids de TVO</b>	$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho_{TVO}$ $S_{ner} = b_n \sum(Lx.n+Ly \times m) = 0,60 \times 245,5 = 147,3 \text{ m}^2.$ $P_{TVO} = (417,45 - 147,3) \times 0,7 \times 17$		<b>3214,785 KN</b>
		<b>Poids de la dalle flottante</b>	$P_{dalle \text{ flottante}} = S_{rad} \cdot e_{pdalle \text{ flottante}} \cdot \rho_b$ $P_{dalle \text{ flottante}} = 417,45 \times 0,15 \times 25$ $e_{dalle \text{ flottante}} = 15 \text{ cm.}$		<b>1565,44 KN</b>
Poids de radier : $\Sigma$				<b>10488,85KN</b>	
<b>Surcharges d'exploitations</b>	Surcharge de bâtiment Q			<b>6595,43 KN</b>	
	Surcharge du radier : Q=3,5X 417,45			<b>1461,075 KN</b>	
<b>Poids total de la structure</b>	$G_T = G_{bat} + G_{rad} = 38863,63 + 10488,85$			<b>49352,48 KN</b>	
	$Q_T = Q_{bat} + Q_{rad} = 6595,43 + 1461,075$			<b>8056,505KN</b>	
<b>Combinaisons</b>	<u>A l'ELU :</u>			<b>78710,6055KN</b>	
	$N_U = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 49352,48 + 1,5 \times 8056,505$				
<u>A l'ELS :</u>			<b>57408,985 KN</b>		
$N_S = G + Q = 49352,48 + 8056,505$					

**Tableau VII-7: Sollicitations à la base du radier.**

VII-5- Vérifications:

a) Vérification à la contrainte de cisaillement :

<b>Contrainte de cisaillement</b>	$T_U^{max} = \frac{q_u L_{max}}{2} = \frac{N_u b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{78710,6055 \times 1}{417,45} \times \frac{4,60}{2}$ $= 433,67 \text{ KN}$ $\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{433,67 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,606 \text{ MPA}$
<b>Contrainte cisaillement admissible</b>	$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$
<b>Vérification de la contrainte de cisaillement</b>	$\tau_u = 1,606 \text{ MPA} < \tau_{adm} = 2,5 \text{ MPA.}$ <p style="text-align: center;"><b>Condition vérifiée.</b></p>

Avec : b=100 cm ; d= 0,9h<sub>d</sub> = 0,9 x 30 = 27cm

b) Vérification de la stabilité du radier :

Sens longitudinal : ▲	<b>Calcul du centre de gravité du radier</b>	$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i}$	<b>12,65m</b>
	<b>Moment d'inertie</b>	$I_{yy} =$	<b>22267,13 m<sup>4</sup></b>
	<b>Moment à la base</b>	$M = M_0 + T_0 \cdot h$ $M_x = 39153,289 + 1784,89 \times 1 = 40938,179 \text{ KN.m}$	
	<b>ELU</b>	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{78710,6055}{417,45} + \frac{40938,179}{22267,13} \times 12,65$ $= 211,81 \text{ KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{78710,6055}{417,45} - \frac{40938,179}{22267,13} \times 12,65$ $= 165,29 \text{ KN/m}^2$	
	$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$	$\sigma_m = \frac{3 \times 211,81 + 165,29}{4} = 200,18 \text{ KN/m}^2$	
	<b>Observation</b>	$\sigma_m = 200,18 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1,33 \sigma_{sol} = 266,00 \text{ KN / m}^2$ <p style="text-align: center;"><b>Condition vérifiée</b></p>	
	<b>P'ELS</b>	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{57408,985}{417,45} + \frac{40938,179}{22267,13} \times 12,65$ $= 160,78 \text{ KN/m}^2$	
		$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{57408,985}{417,45} - \frac{40938,179}{22267,13} \times 12,65$ $= 114,26 \text{ KN/m}^2$	
	$\sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$	$\sigma_m = \frac{3 \times 160,78 + 114,26}{4} = 149,15 \text{ KN/m}^2$	
<b>Observation</b>	$\sigma_m = 149,15 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN / m}^2$ <p style="text-align: center;"><b>Condition vérifiée.</b></p>		

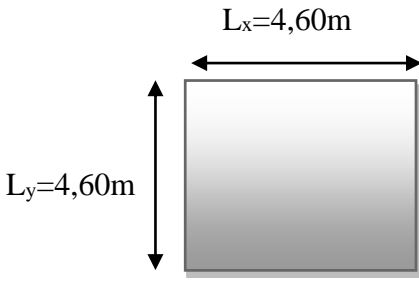
Tableau VII-8: Verification de la stabilite du radier sens longitudinal.

Sens transversal : ▲	<b>Calcul du centre de gravité du radier</b>	$Y_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i}$	<b>8,25m</b>
	<b>Moment d'inertie</b>	$I_{xx}$	<b>9470,896m<sup>4</sup>.</b>
	<b>Moment à la base</b>	$M = M_0 + T_0 \cdot h$ $M_Y = 39153,289 + 1818,47 \times 1 = \mathbf{40971,759KN.m}$	
	<b><u>ELU</u></b>	$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{78710,6055}{417,45} + \frac{40971,759}{9470,896} \times 8,25$ $= \mathbf{224,24KN/m^2}$	
		$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{78710,6055}{417,45} - \frac{40971,759}{9470,896} \times 8,25$ $= \mathbf{152,86KN/m^2}$	
	$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$	$\sigma_m = \frac{3 \times 224,24 + 152,86}{4} = \mathbf{206,395KN/m^2}$	
	<b>Observation</b>	$\sigma_m = 206,395 \frac{KN}{m^2} < 1,33\sigma_{sol} = 266KN / m^2$ <b>Condition vérifiée</b>	
	<b><u>PELS</u></b>	$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{57408,985}{417,45} + \frac{40971,759}{9470,896} \times 8,25$ $= \mathbf{173,213KN/m^2}$	
		$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \cdot V = \frac{57408,985}{417,45} - \frac{40971,759}{9470,896} \times 8,25$ $= \mathbf{101,83KN/m^2}$	
	$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$	$\sigma_m = \frac{3 \times 173,213 + 101,83}{4} = \mathbf{155,37KN/m^2}$	
<b>Observation</b>	$\sigma_m = 155,37KN/m^2 < \sigma_{sol} = 200 KN / m^2$ <b>Condition vérifiée.</b>		

**Tableau VII-9: Verification de la stabilité du radier sens transversal.****VII-5- Ferrailage du radier :****VII-5-1- Ferrailage des panneaux :**

Pour le calcul du ferrailage, on soustrait de la contrainte maximale  $\sigma_m^{max}$ , la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

❖ Chargements :

<b>Dimension :</b> Panneau le plus sollicité		
<b>Domaine de portance</b>	$\rho_x = \frac{L_x}{L_y} = 1 \geq 0,4$ le panneau de dalle porte dans les deux sens.	
<b>Contrainte</b>	ELU	$\sigma_m^{\max} = \max(\sigma_u^1; \sigma_u^2) = \max(200,18; 206,395)$ $= 206,395 \text{KN/m}^2$
	ELS	$\sigma_m^{\max} = \max(\sigma_s^1; \sigma_s^2) = \max(149,15; 155,37)$ $= 155,37 \text{KN/m}^2$
<b>Chargements</b>	ELU	$q_u = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(206,395 - \frac{10488,85}{417,45}\right) \times 1 \text{m}$ $= 181,26 \text{KN/ml}$
	ELS	$q_s = \sigma_m - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} = \left(155,37 - \frac{10488,85}{417,45}\right) \times 1 \text{m}$ $= 130,24 \text{KN/ml}$

**Tableau VII-6: Chargements de la dalle du radier à ELU; ELS respectivement.**

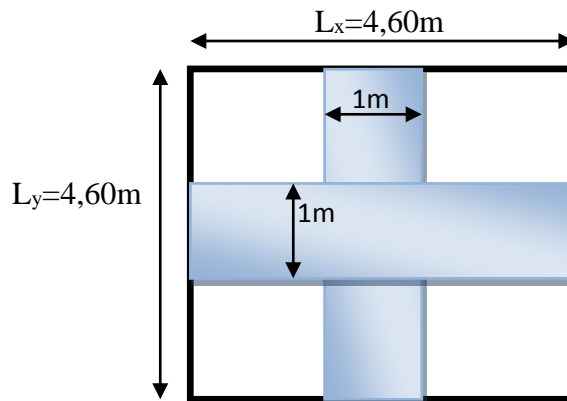
❖ Sollicitations :

On prend une bande de 1m de largeur aux milieux de chaque portée :

Avec :

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$M_x = \mu_y \cdot M_x$$



	ELU	ELS
$\rho_x = \frac{L_x}{L_y}$	1	1
Coefficient de poisson	$\nu=0$	$\nu=0,2$
$\mu_x$	0,0368	0,0442
$\mu_y$	1	1
$M_{x1}$	$0,0368 \times 181,26 \times 4,60^2$ <b>= 141,145 KN. m</b>	$0,0442 \times 130,24 \times 4,60^2$ <b>= 121,81 KN. m</b>
$M_{y1}$	$1 \times 141,145$ <b>= 141,145 KN. m</b>	$1 \times 121,81$ <b>= 121,81 KN. m</b>

**Tableau VII-10: Moments de la dalle du radier à ELU; ELS respectivement.**

❖ Correction des moments :  $M_t + (M_w + M_e)/2 \geq 1,25M_x$ .

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient de 0,5 aux appuis et 0,75 en travée.

**ELU :**

**Moments en travées :**

$$M_{ty} = M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 141,145 = 105,86 \text{ KN. m}$$

**Moments aux appuis :**

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 141,145 = -70,57 \text{ KN. m}$$

**ELS :**

**Moments en travées :**

$$M_{ty} = M_{tx} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 121,81 = 91,357 \text{ KN. m}$$

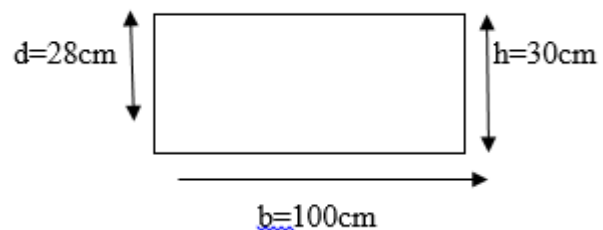
**Moments aux appuis :**

$$M_{ay} = M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 121,81 = -60,905 \text{ KN. m}$$

❖ Ferraillage (flexion simple) :

Le ferraillage se fait pour une bande de 1m de largeur dans les deux sens, en flexion Simple. Comme  $M_x^t = M_y^t$ .

On opte le même ferraillage



	En travée	En appuis
<b>Le moment</b>	$M_t = 105,86 \text{ KN.m}$	$M_a = 70,57 \text{ KN.m}$
<b>Calcul des moments réduits</b>	$\mu = \frac{M_t}{f_{bu} b d^2} = 0,095 < 0,392$ S.S.A ( $A_c=0$ ).	$\mu = \frac{M_a}{f_{bu} b d^2} = 0,0634 < 0,392$ S.S.A ( $A_c=0$ ).
$\beta = (1 - 0,4\alpha)$	$\beta = 0,949$	$\beta = 0,967$
$A_{st} = M_f / \beta \cdot d \cdot \sigma_{st}$	$A_{st} = 11,45 \text{ cm}^2$	$A_{st} = 7,49 \text{ cm}^2$
<b>Condition de non fragilité</b>	$\omega \geq \omega_0 \cdot (3-\rho)/2$ Avec $\omega_0 = 0,8\%_0 b \cdot h$	d'où: $\omega \geq 2,4 \text{ cm}^2$ pour H.A(Fe400)
$A_{adp}$	8HA14 = 12,31 cm <sup>2</sup>	8HA12 = 9,05 cm <sup>2</sup>
<b>Espacement</b>	$S_t = 12,5 \text{ cm}$	$S_t = 12,5 \text{ cm}$

Tableau VII-11 : Ferrailage de la dalle de radier à ELU.

❖ Vérification a ELU:

Fissuration préjudiciable	Espacement des barres	
	<b>Sens L<sub>x</sub> :</b>	En travée : $S_t = 12,5 \text{ cm}$ En appuis : $S_t = 12,5 \text{ cm}$
	<b>Sens L<sub>y</sub> :</b>	En travée : $S_t = 12,5 \text{ cm}$ En appuis : $S_t = 12,5 \text{ cm}$

Contrainte tangentielle : $\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b d} \leq \bar{\tau}_u$		
L'effort Tranchant	<b>p</b>	$p = q_{um} l_x l_y = 181,26 \times 4,6 \times 4,6 = 3835,46 \text{ KN}$
	<b>V<sub>u</sub></b>	$V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{3835,46}{3 \times 4,60} = 277,932$
$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b d}$		$= \frac{277,932 \times 10^3}{1000 \times 280} = 0,9926 \text{ MPa}$
$\bar{\tau}$		$\bar{\tau} = \min \left\{ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$
<b>Observation</b>		$\tau_u = 0,9926 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$

❖ Vérification a ELS :

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ Avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$ ; $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$ ; $\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$										
zone	As	Ms	$\rho_1$	$\beta$	K <sub>1</sub>	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
travée	12,31	91,357	0,572	0.887	29,30	298,8	348	10,19	15	Cv
appuis	9,05	60,905	0,482	0,894	32,60	268,8	348	8,25	15	Cv

VII-5-2-Ferraillage du débord :

❖ Sollicitation de calcul :

	<b>Longueur</b>	L=0,50 m.
	ELU : P <sub>u</sub> = q <sub>u</sub>	181,26 KN/ml
	ELS : P <sub>s</sub> = q <sub>s</sub>	130,24 KN/ml
<b>sollicitation</b>	$M_z = q_u \cdot x^2 / 2$	$M_z = -22,66 \text{ KN.m (ELU)}$
	$M_z = q_s \cdot x^2 / 2$	$M_z = -16,28 \text{ KN.m (ELS)}$

❖ Calcul des armatures : b = 1 m; d = 28 cm

Calcul des moments réduits		
$\mu = \frac{M_u}{f_{bu} b d^2} = 0,020 \leq \mu_l = 0,392$ « Pas d'aciers comprimés » S.S. A		
Calcul des paramètres caractéristiques de la section		
Bras de levier du couple interne	$\beta = (1 - 0.4\alpha)$	$\beta = 0,989$
Détermination de la section des aciers tendus principaux		
Section d'acier	$M_u / \beta \cdot d \cdot \sigma_{st}$	$A_s = 2,35 \text{ cm}^2$
Condition de non fragilité	$0,23 b d f_{t28} / f_e$	$A_{min} = 3,38 \text{ cm}^2$
$A_p = 3,38 \text{ cm}^2$ soit 4HA12 = 4,52 cm <sup>2</sup>		
Avec un espacement : S = 25cm < S <sub>max</sub> = min (2h, 25cm) = 25cm.		
Les armatures de répartition	A/4	1,13cm <sup>2</sup>
4HA10 = 3,14cm <sup>2</sup> , avec un espacement : S = 25cm < S <sub>max</sub> = min (3h, 33cm) = 33cm.		

Tableau VII-12: Ferraillage du débord à ELU.

❖ Vérification à l'ELS :

a) Vérification a l'état d'ouverture des fissures		
Contrainte limite d'acier à la fissuration peu préjudiciable	aucune vérification a effectue	
Contrainte d'acier calcule $\sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot \beta_1 \cdot d}$	Avec : $\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 28} = 0,16$ $\beta = 0,934$ et $k = 60,76$	$\sigma_s = 137,72 \text{MPa}$

b) Vérification des contrainte dans le béton		
Contrainte limite de béton	$\sigma_b = 0,6 f_{c28}$	$\sigma_b = 15 \text{MPa}$
Contrainte de béton calculée	$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} = \frac{137,72}{60,76}$	$\sigma_b = 2,27 \text{MPa}$
Vérification de la contrainte de béton	$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k} \leq \sigma_b = 0,6 f_{c28}$	$2,27 < 15 \text{MPa}$ vérifiée

VII-5-3-Ferraillage de la nervure :

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles.

Pour le calcul des efforts internes maximaux, on ramènera ces types de chargement à des répartitions simplifiées constituant des charges uniformément réparties.

Cela consiste à trouver la largeur de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur  $l_m$ ), et le même effort tranchant (largeur  $l_t$ ) que le diagramme trapézoïdal, dans ce cas le calcul devient classique.

Cas de chargement	Schéma	Sollicitation
<u>Cas de chargement trapézoïdal</u>		Moment fléchissant : $I_m = l_x \left( 0,5 - \frac{l_t^2}{6} \right)$ Effort tranchant : $I_t = l_x \left( 0,5 - \frac{l_t}{4} \right)$

<p><b>Cas de chargement triangulaire :</b></p>		<p>Moment fléchissant :</p> $I_m = 0.333 \times l_x$ <p>Effort tranchant :</p> $I_t = 0.25 \times l_x$

**Tableau VII-13: répartitions simplifiées des chargements.**

❖ Déterminations des charges :

$$q_u = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left( 206,395 - \frac{10488,85}{417,45} - \frac{2577,75}{147,3} \right) \times 1 \text{ ml} = 163,77 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left( 155,37 - \frac{10488,85}{417,45} - \frac{2577,75}{147,3} \right) \times 1 \text{ ml} = 112,744 \text{ KN/ml}$$

❖ Sollicitations :

Moments fléchissant :

$$Q_U = q_u l_m$$

$$Q_S = q_s l_m$$

Efforts tranchant :

$$Q_U = q_u l_t$$

$$Q_S = q_s l_t$$

Après tout calcul effectuée on obtient les résultats suivants :

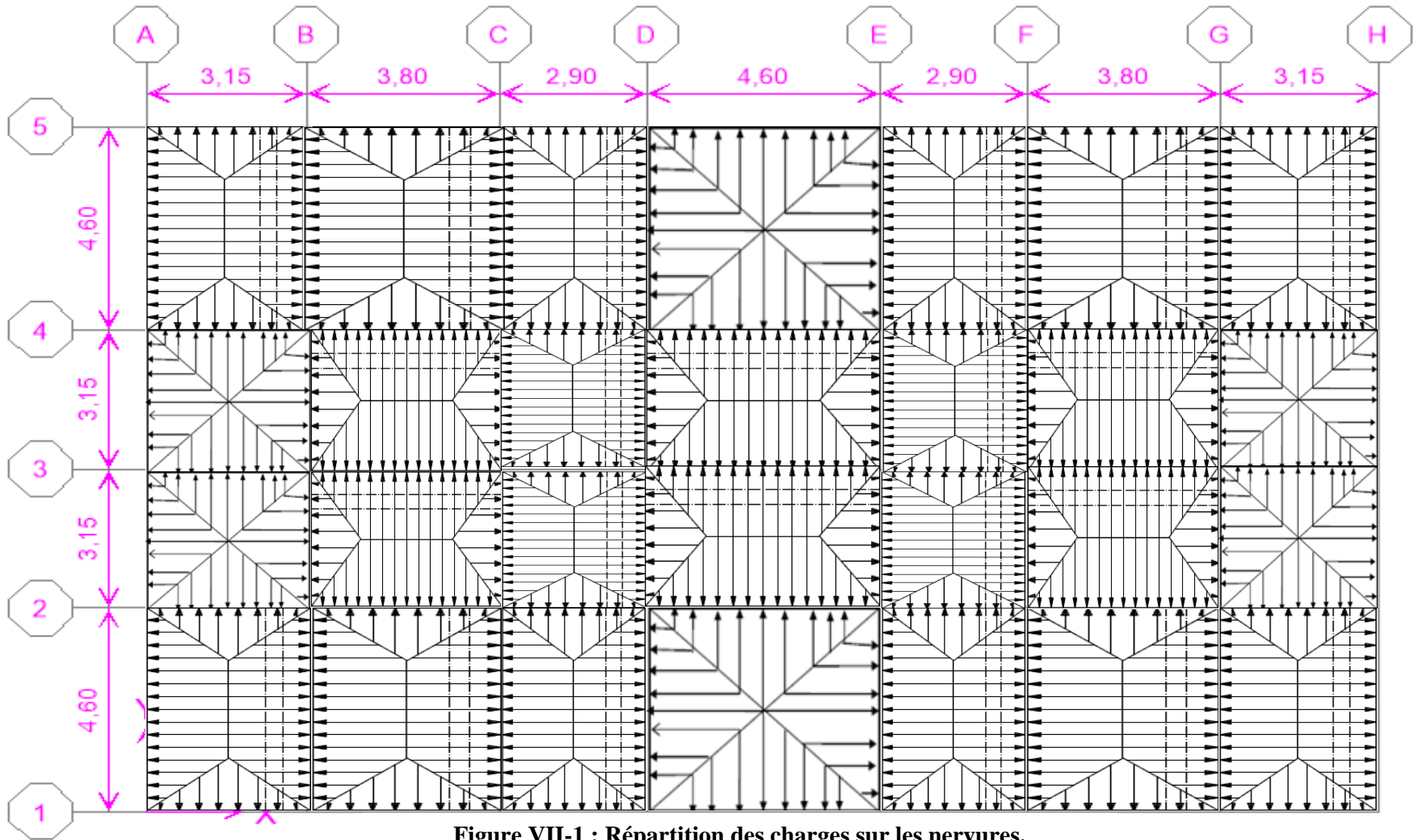
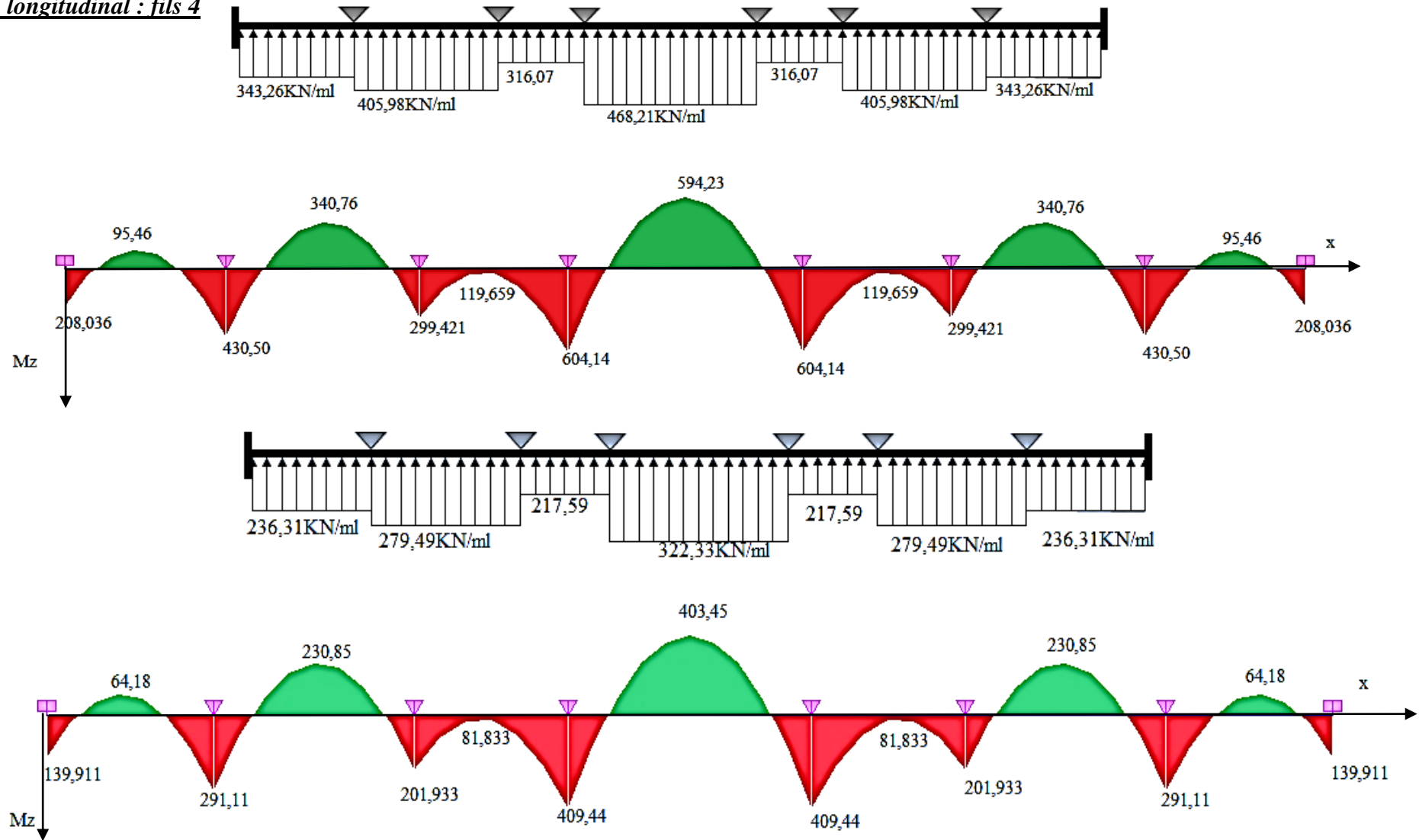


Figure VII-1 : Répartition des charges sur les nervures.

	travée	L	Panneaux	$\rho$	Type de chargement	Lm	Lt	qu	qs	qum	qus	$\Sigma qum$	$\Sigma qus$	qut	$\Sigma qut$
<b>FILS (4)</b>	4A-4B	3,15	SUP	0,68	triangulaire	1,048	0,7875	163,77	112,744	171,63	118,15	343,26	236,31	128,96	257,93
			INF	1	triangulaire	1,048	0,7875	163,77	112,744	171,63	118,15			128,96	
	4B-4C	3,8	SUP	0,82	triangulaire	1,265	0,95	163,77	112,744	207,16	142,62	405,98	279,49	155,58	324,26
			INF	0,82	trapézoïdal	1,214	1,03	163,77	112,744	198,81	136,87			168,68	
	4C-4D	2,9	SUP	0,63	triangulaire	0,965	0,725	163,77	112,744	158,03	108,79	316,07	217,59	118,73	237,46
			INF	0,92	triangulaire	0,965	0,725	163,77	112,744	158,03	108,79			118,73	
	4D-4E	4,6	SUP	1	triangulaire	1,531	1,15	163,77	112,744	250,73	172,61	468,21	322,33	188,33	385,67
			INF	0,68	trapézoïdal	1,328	1,205	163,77	112,744	217,48	149,72			197,34	
	4E-4F	2,9	SUP	0,63	triangulaire	0,965	0,725	163,77	112,744	158,03	108,79	316,07	217,59	118,73	237,46
			INF	0,92	triangulaire	0,965	0,725	163,77	112,744	158,03	108,79			118,73	
4F-4G	3,8	SUP	0,82	triangulaire	1,265	0,95	163,77	112,744	207,16	142,62	405,98	279,49	155,58	324,26	
		INF	0,82	trapézoïdal	1,214	1,03	163,77	112,744	198,81	136,87			168,68		
4G-4H	3,15	SUP	0,68	triangulaire	1,048	0,7875	163,77	112,744	171,63	118,15	343,26	236,31	128,96	257,93	
		INF	1	triangulaire	1,048	0,7875	163,77	112,744	171,63	118,15			128,96		
<b>FILS (D)</b>	1-2	4,6	gauche	0,63	trapézoïdal	1,257	1,16	163,77	112,744	245,94	175,38	545,50	388,99	226,96	451,97
			droit	1	trapézoïdal	1,531	1,15	163,77	112,744	299,55	213,61			225,01	
	2-3	3,15	gauche	0,92	trapézoïdal	1,0403	0,835	163,77	112,744	203,48	145,10	408,54	291,32	163,37	317,46
			droit	0,68	trapézoïdal	1,04	0,7875	163,77	112,744	205,05	146,22			154,08	
	3-4	3,15	gauche	0,92	trapézoïdal	1,04	0,835	163,77	112,744	203,48	145,10	408,54	291,32	163,37	317,46
			droit	0,68	trapézoïdal	1,048	0,7875	163,77	112,744	205,05	146,22			154,08	
	4-5	4,6	gauche	0,63	trapézoïdal	1,257	1,16	163,77	112,744	245,94	175,38	545,50	388,99	226,96	451,97
			droit	1	trapézoïdal	1,531	1,15	163,77	112,744	299,55	213,61			225,01	

❖ DIAGRAMME DES EFFORTES INTERNE :

Sens longitudinal : fils 4



**Figure VII-2: Diagramme des moments fléchissant à ELU et ELS respectivement.**

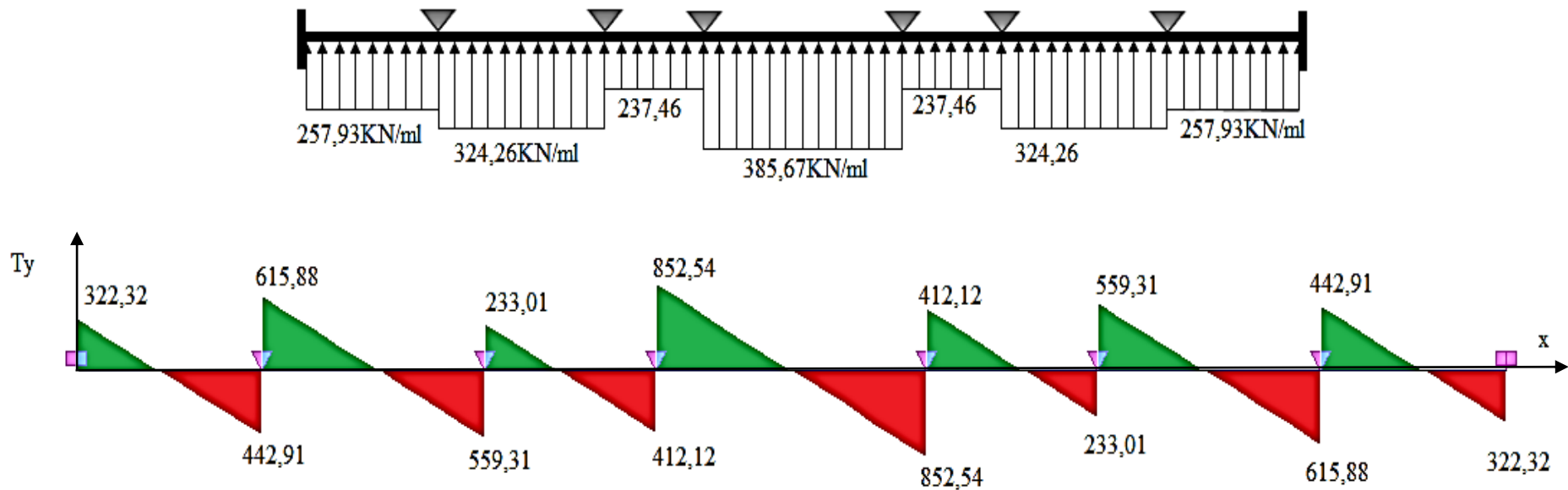
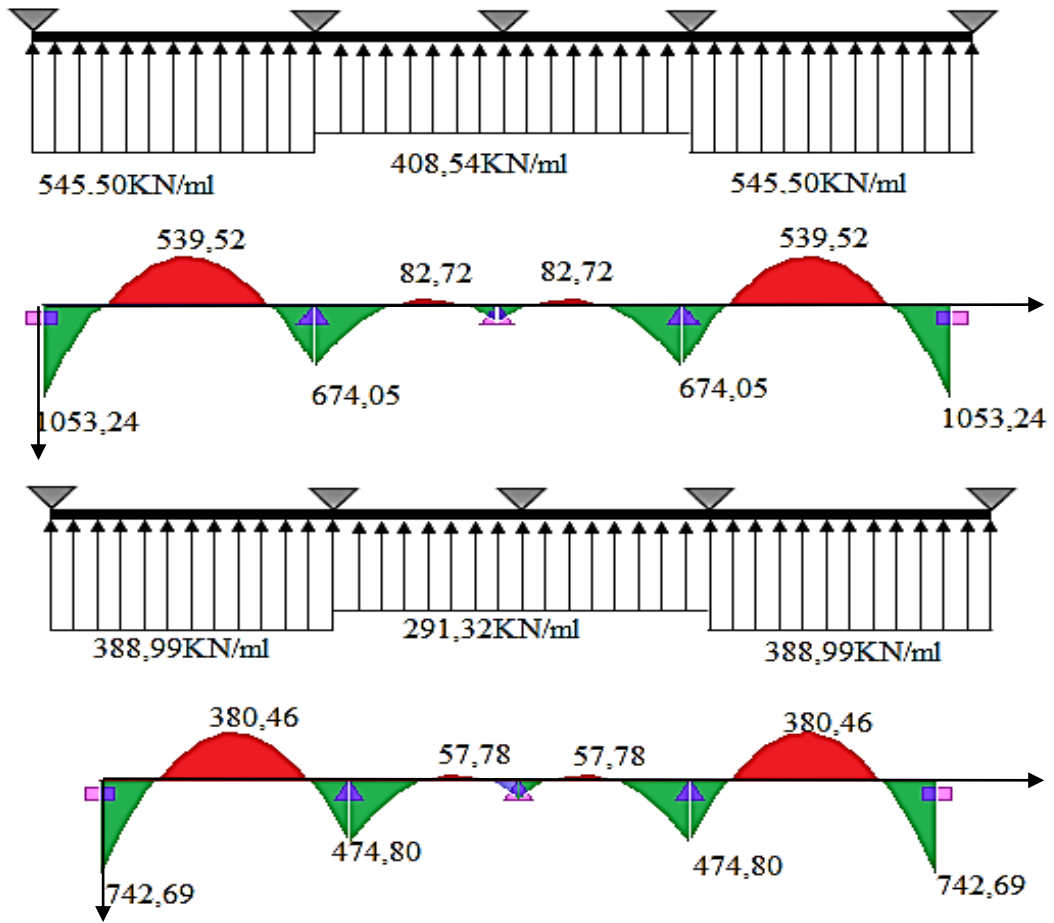


Figure VII-3 : Diagramme des efforts tranchant à ELU.

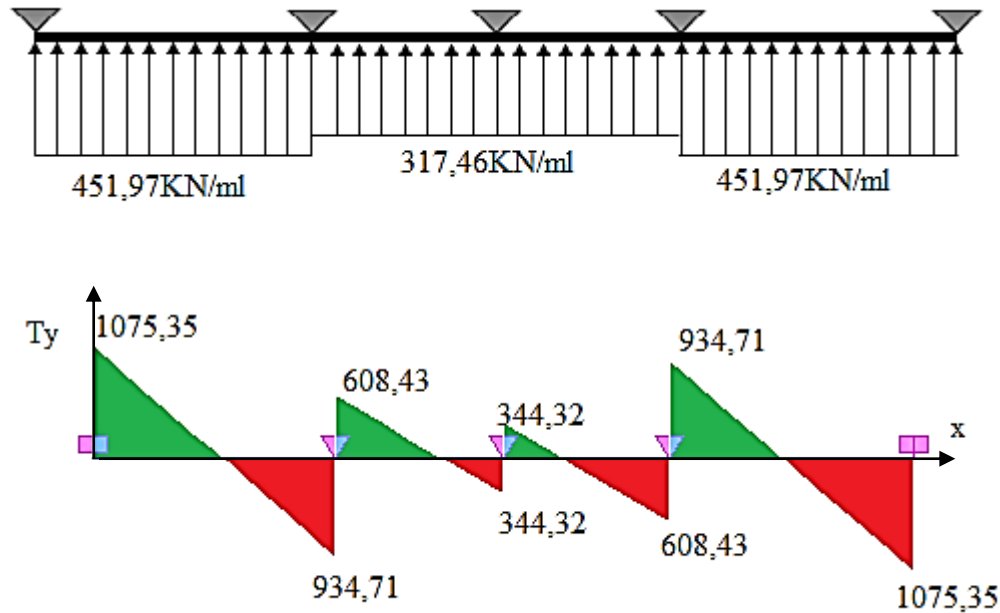
**Conclusion :**

Les efforts max	<u>ELU</u>	<u>ELS</u>
<i>Moment fléchissant</i>	$M_{\max} = 594,23 \text{ kN.m}$ en travée	$M_{\max} = 403,45 \text{ kN.m}$ en travée
	$M_{\max} = 604,14 \text{ kN.m}$ au appui	$M_{\max} = 409,44 \text{ kN.m}$ au appui
<i>L'effort tranchant</i>	$T_{\max} = 852,54 \text{ kN}$	/

Sens transversal : fils D :



**Figure VII-4 : Diagramme des moments fléchissant à ELU et ELS respectivement.**



**Figure VII-5 : Diagramme des efforts tranchant à ELU.**

❖ Ferrailage de la nervure :

a) Armatures longitudinales :      b=60 cm   d= 95cm.

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

	Zone	Mu(KN.cm)	$\mu$	Obs	$\beta$	A	choix d'armature
Fils 4	travée	59423	0,0335	SSA	0,983	15,42	8HA16
	appuis	60414	0,034	SSA	0,983	15,68	8HA16
Fils D	travée	53952	0,0304	SSA	0,985	13,98	8HA16
	appuis	105324	0,0593	SSA	0,969	27,72	4HA20+8HA16

**Tableau VII-12: Le ferrailage adopté pour la nervure.**

b) Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :

<u>Diamètre</u>	$\phi_t \geq \frac{\phi_{l_{max}}}{3} = \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm}$ Soit : $\phi = 8 \text{ mm}$	
<u>Espacement</u>	zone nodale	$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{l_{max}} \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2 \right\}$ $= \min\{25; 24\} = 10 \text{ cm}$
	zone courante	$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$ Soit : $S_t = 20 \text{ cm}$
<u>Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99 2003)</u>	$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 60$ $= 1,8 \text{ cm}^2$ Soit : $A_t=4HA8=2,01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).	

c) Armatures de peau (Art 4.5.34/ BAEL 91modifiée 99) :

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm<sup>2</sup>/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc.

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On opte pour :    **2HA14 = 3,08 cm<sup>2</sup>**

❖ Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99) :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 60 \times 95 \times \frac{2,1}{400} = 6,88 \text{ cm}^2$$

$A_{\text{adoptée}} \geq A_{\min}$  Condition vérifiée.

b) Vérification de la contrainte de cisaillement : (Effort tranchant) :

$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$	
Sens longitudinale : $T_u^{\max} = 852,54 \text{ KN}$	$\tau_u = \frac{852,54 \times 1000}{600 \times 950} = 1,49 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée
Sens transversal: $T_u^{\max} = 1075,35 \text{ KN}$	$\tau_u = \frac{1075,35 \times 1000}{600 \times 950} = 1,88 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée

❖ Vérification à l'ELS :

$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$ avec : $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$ $\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$ $\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$											
Sens	zone	As (cm <sup>2</sup> )	Ms	$\rho_1$	$\beta$	K <sub>1</sub>	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{st}$	$\sigma_b$	$\bar{\sigma}_b$	Obs
xx	Travée	16,08	403,45	0,169	0,921	44,08	286,79	348	6,507	15	CV
	Appuis	16,08	409,44	0,169	0,921	44,08	291,05	348	6,603	15	CV
yy	Travée	16,08	380,46	0,169	0,921	44,08	270,46	348	6,136	15	CV
	Appuis	28,64	742,69	0,301	0,910	39,23	299,95	348	7,646	15	CV

VII-6-Vérification globale de la structure :

VII-6-1-Vérification de la stabilité au renversement (RPA99 – Art 10-1-5) :

Quel que soit le type de fondation on doit vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des force sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de la fondation résistant au renversement  $e=M/N < B/4$ .

N	M	e=M/N	B <sub>min</sub>	B/4	Observation
40182,72KN	39153,289KN.m	0,97m	15,5m	3,875m	Condition vérifiée

# Conclusion

*Au cours de ce Projet de Fin d'Etudes, une étude parasismique et statique d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial a été réalisée. Situé à la willaya de TIZI-OUZOU, cet immeuble en béton armé de R+9 étages est caractérisé par un contreventement mixte.*

*Le travail mené sur cette structure nous a permis de tirer les conclusions suivantes :*

*-Concernant le pré dimensionnement des éléments structuraux (portiques –voiles), nous avons veillé à pré dimensionner ces derniers en choisissant les dimensions les plus proches du minimum recommandé par les règlements parasismique et CBA. Pour notre cas nous avons pu valider ces choix dans le chapitre ferrailage, puisque les sections d'armatures sont correctes ainsi nous pouvons conclure que le rôle du béton et l'acier a été assuré.*

*-Concernant le choix du système de contreventement, du fait que la structure est composée de plusieurs portiques nous avons pris la décision de faire participer ces derniers au contreventement tout en veillant à injecter le minimum de voiles possibles, dans le but de ramener le système à un contreventement mixte, conformément à l'article 3.4.4a du RPA99 Version 2003. On a essayé de respecter le critère de symétrie et d'éloigner le plus possible les voiles du centre de gravité de la structure afin d'éviter tout problème de torsion. Nous pouvons constater que les ferrailages des voiles et portiques est presque du même ordre de grandeur. Cette remarque vient du fait que leur fonction est la même et que leur pourcentage de participation au contreventement est presque égal.*

*-Choix du type de fondation est conditionné par la lecture du rapport géotectonique et le respect de ses recommandations. Nous avons opté pour un radier général à une profondeur de 1m. D'après le rapport de sol il n'y a pas présence de nappes phréatiques ni couche de sable, donc le risque de liquéfaction des sols est écarté. Les recommandations exigées par les règlements concernant les fondations sont toutes vérifiées.*

*-Après une analyse modale et un calcul sismique, les déplacements et la stabilité du bâtiment ont été vérifiés. Au final, le bâtiment est stable au renversement et au soulèvement.*

*-En définitif, nous pouvons conclure que grâce au calcul effectué avec le logiciel ETABS, nous avons pu accélérer le travail surtout concernant les dispositions des voiles et en tirant rapidement les efforts internes max.*

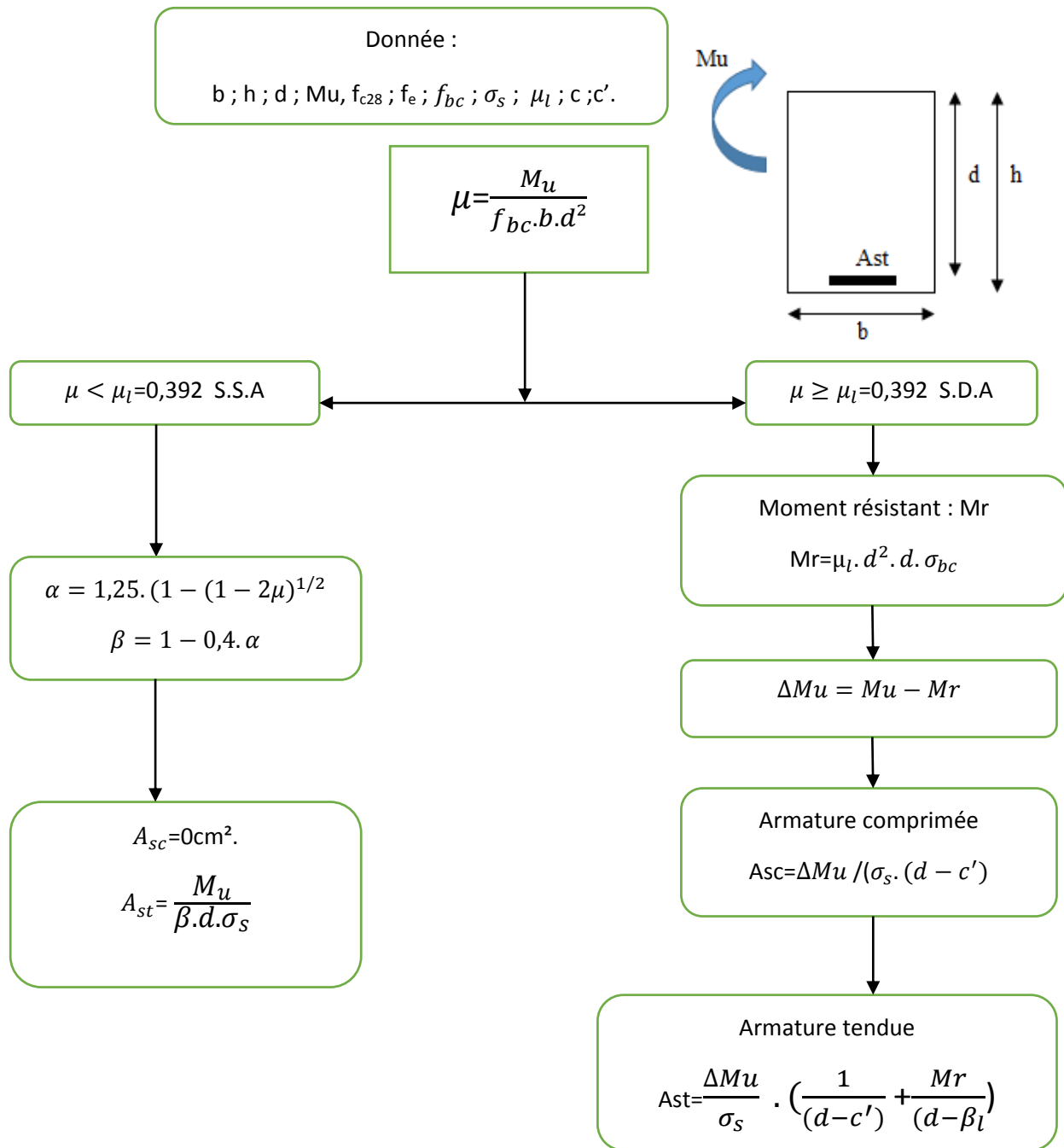
# Bibliographie

- [1] *Règlement parasismique algérien RPA99 (version 2003).*
- [2] *DTR.B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).*
- [3] *Béton armé BAEL91 modifié et DTU associés (Jean-Pierre MOUGIN).*
- [4] *Règles BAEL 91 modifié 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.*
- [5] *Formulaire de Béton armé (Tomes1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).*
- [6] *Cours et TD (Béton, TMC ; et RDM,DDS).*
- [7] *Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.*
- [8] *Cours de ETABS (M<sup>R</sup>: DROUCHE.M).*

# *ANNEXES*

# Annexes

## Flexion simple (Section rectangulaire)



$$\alpha = 1,25 \cdot (1 - (1 - 2\mu)^{1/2})$$

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

$$f_{bc} = 0,85 \cdot f_{c28} / (\theta \cdot \gamma_b)$$

$$\sigma_s = f_e / (\gamma_s)$$

# Annexes

## Flexion simple (Section en T) - ELU

### Flexion simple - section en T - ELU

$$M_u, b, b_0, h_0, d, d', f_{c21}, f_e$$

$$M_b^T = b h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \sigma_{sc}$$

$$M_u > M_b^T$$

La table est entièrement comprimée

$$M_d = (b - b_0) h_0 \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \sigma_{sc}$$

$$M_2 = M_u - M_d$$

$$\mu = \frac{M_2}{b_0 d^2 \sigma_{bc}}$$

$$\mu \leq \mu_R$$

$$A' = 0$$

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

$$z = d(1 - 0,4\alpha)$$

$$A = \left[ \frac{M_2}{z} + \frac{M_d}{\left(d - \frac{h_0}{2}\right)} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$M_u < M_b^T$$

La table n'est pas entièrement comprimée

Calcul comme si on a une section rectangulaire  $b \times d$

$$\mu > \mu_R$$

$$A' \neq 0$$

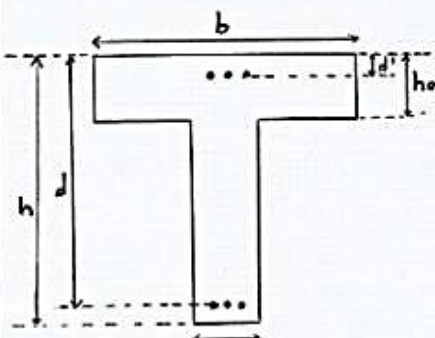
$$\epsilon_{sc} = (3,5 \cdot 10^{-3} + \epsilon_e) \left(\frac{d - d'}{d}\right) - \epsilon_e$$

$$\sigma_{sc} = E_s \epsilon_{sc}$$

$$M_R = \mu_R b_0 d^2 \sigma_{bc}$$

$$A' = \frac{M_2 - M_R}{(d - d') \sigma_{sc}}$$

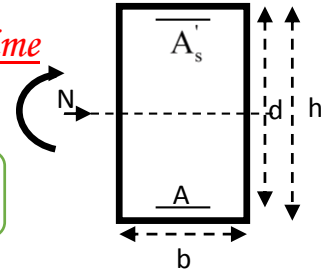
$$A = \left[ \frac{M_d}{d - \frac{h_0}{2}} + \frac{M_R}{z} + \frac{M_2 - M_R}{d - d'} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$



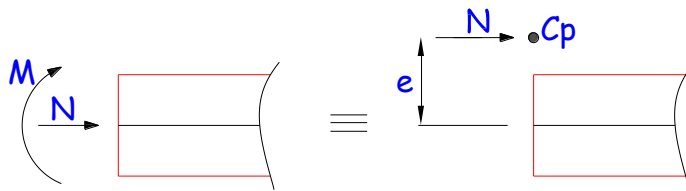
# Annexes

## Flexion composée

### a. Section partiellement comprimée



$$e_u \geq 0,5h - c$$



$$g = e_u + (0,5h - c)$$

$$M_f = N_{uc} * g$$

$$\mu = \frac{M_f}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

S.S.A. ou bien S.D.A (les mêmes étapes qu'une section rectangulaire soumise à la flexion)

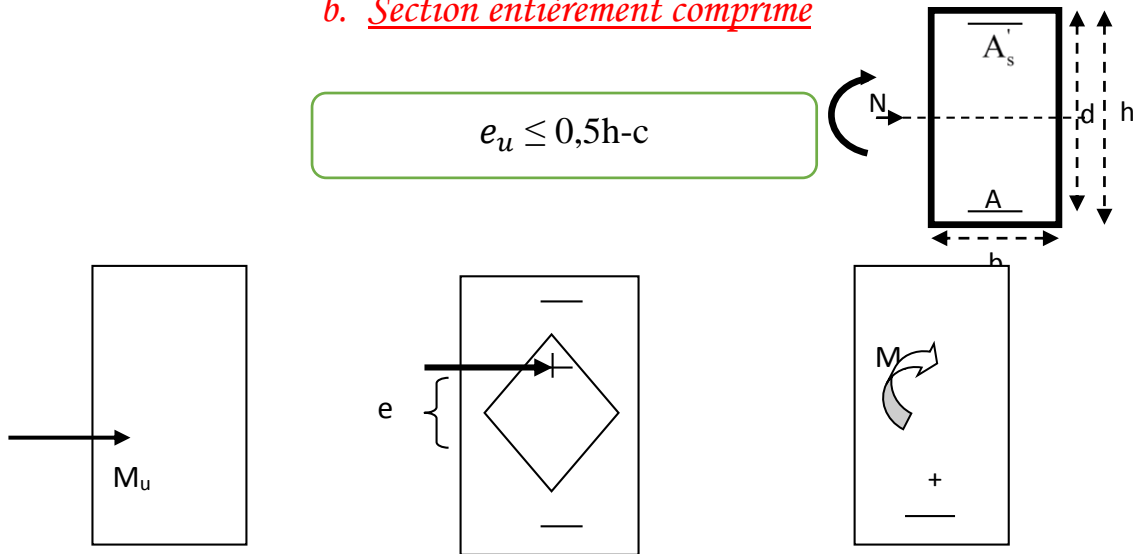
$A_{sf}$  : (armatures tendue) ,  $A_{sc}'$  : (armature comprimée)

$$A_{st} = A_{sf} - \left( \frac{N_{uc}}{\sigma_s} \right)$$

$$A_{sc} = A_{sc}'$$

# Annexes

## 6. Section entièrement comprimée



$$a = e_u + (0,5h - c)$$

$$N_u (d - c') - M_f > (0,337h - 0,81 \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc}$$

OUI

S.E.C

NON

$$N_u (d - c') - M_f < (0,5 - \frac{c'}{h}) bh^2 f_{bc}$$

S.P.C

OUI

NON

S.S.A

S.D.A

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N(d - c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

$$A'_1 = \frac{M_f (d - 0,5h) bh f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_2 = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A'_1$$

$$A_{1'} = 0$$

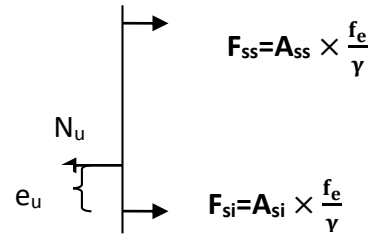
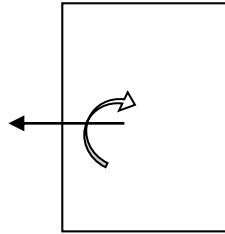
$$A_2 = \frac{N - \Psi bh f_{bc}}{\sigma_s}$$

## Annexes

### c. Section entièrement comprimée

$$e_u = \frac{N_u}{M_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$A_{si} = N_u \frac{\frac{h}{2} - c + e_u}{\sigma_{10}(d-c)}$$

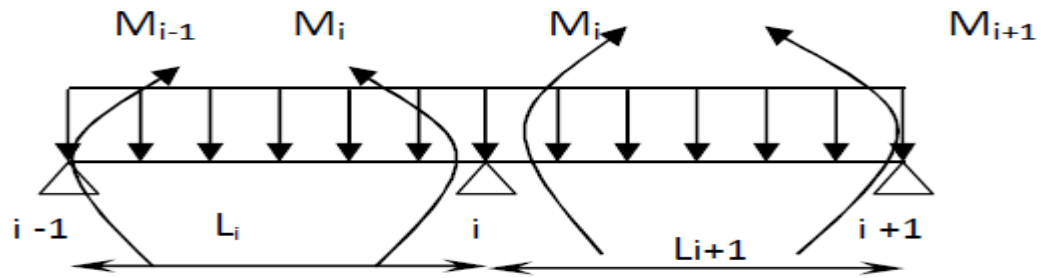


$$A_{ss} = \left(\frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_{si}\right)$$

Avec :  $\sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$

# Annexes

## Méthode des trois moments



✓ **Moments aux appuis :**

$$M_{i-1} + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}l_{i+1} = -\frac{q_i l_i^3 + q_{i+1} l_{i+1}^3}{4}$$

Résolution de système sous forme d'une matrice d'ordre n

✓ **Moments en travées :**

Moment à l'abscisse x de la travée (i+1) :

$$M(x) = \mu(x) + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) + M_{i+1} l_{i+1}$$

$$\text{Avec : } \mu(x) = q_i \frac{l_i}{2} x - q_i \frac{x^2}{2}$$

M(x) prend la valeur maximale quand T(x) = 0 c'est-à-dire :

$$x = \frac{l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q_i l_{i+1}}$$

✓ **Effort tranchant :**

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} = q \frac{l_{i+1}}{2} - qx + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_{i+1}}$$

$$\text{Pour } x = i \quad T_i = q \frac{l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_{i+1}}$$

$$\text{Pour } x=i+1 \quad T_{i+1} = -q \frac{l_{i+1}}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_{i+1}}$$

# Annexes

## A. Vérification des contraintes à l'ELS pour les poteaux :

$$\begin{aligned}\sigma_{st} &\leq \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bc} &\leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

Deux cas peuvent se présenter :

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} \leq \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

$$\text{Si } e_s = \frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

### ❖ Vérification d'une section entièrement comprimée :

- On calcule l'aire de la section homogène totale :  $S = bh + 15(A_s + A'_s)$

- On détermine la position du centre de gravité

$$X_G = 15 \frac{A'_s(0.5h - d') - A_s(d - 0.5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcule l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh X_G^2 + [A'_s(0.5h - d' - X_G)^2 - A_s(d - 0.5h + X_G)^2]$$

- Les contraintes dans le béton sont :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{S} + \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_s}{S} - \frac{N_s(e_s - X_G)(\frac{h}{2} - X_G)}{I}$$

### Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

### ❖ Vérification d'une section partiellement comprimée :

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_C$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} y_1 : \text{la distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimée.} \\ y_2 : \text{la distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression } C_p. \end{array} \right.$$

$L_C$  : la distance entre le centre de pression  $C_p$  et la fibre la plus comprimée.

$$y_2 : \text{est à déterminer par l'équation suivante : } \quad y_2^3 + p y_2 + q = 0$$

## Annexes

$$\text{Avec : } \begin{cases} L_c = \frac{h}{2} + C_s \\ P = -3L_c^2 - \frac{90A'_s}{b} (L_c - c') + \frac{90A_s}{b} (d - L_c) \\ q = -2L_c^3 - \frac{90A'_s}{b} (L_c - c')^2 + \frac{90A_s}{b} (d - L_c) \end{cases}$$

La solution de l'équation est donnée par la méthode suivante :

$$\text{On calcul : } \Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}.$$

- Si  $\Delta \geq 0 \Rightarrow$  alors il faut calculer :

$$t = 0.5 (\sqrt{\Delta} - q), \quad u = t^{\frac{1}{3}}, \quad y_2 = u - \frac{p}{3u}$$

- Si  $\Delta \leq 0 \Rightarrow$  L'équation admet trois racines :

$$\begin{cases} y_2^1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right) \\ y_2^2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right) \\ y_2^3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right) \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \quad \cos\varphi = \frac{3q}{2q} \sqrt{\frac{3}{|P|}} \quad \text{et} \quad a = \sqrt{\frac{|P|}{3}}$$

On tiendra pour  $y_2$  la valeur positive ayant un sens physique tel que :  $0 < y_1 = y_2 + L_c < h$

$$I = \frac{b}{S} y_1^3 + 15 [A_s (d - y_1)^2 + A'_s (y_1 + c')^2]$$

$$\text{Finalement : } \sigma_{bc} = \frac{y_2 N_s}{I} Y_1 \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

**Les contraintes obtenues sont :**

$\sigma_{bs}$  : Contrainte max dans la fibre supérieure du béton.

$\sigma_{ss}$  : Contrainte max dans les aciers supérieure.

$\sigma_{bi}$  : Contrainte max dans la fibre inférieure du béton.

$\sigma_{si}$  : Contrainte max dans les aciers inférieure.