

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET  
POPULAIRE**

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche  
Scientifique**

جامعة ابو بكر بلقايد - تلمسان-

**Université Aboubakr Belkaïd- Tlemcen –**

**FACULTE DE TECHNOLOGIE**



**Mémoire**

**Présenté pour l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil**

**Option : Structure**

**Thème :**

**ETUDE TECHNIQUE D'UN BATIMENT : SOUS -SOL,  
R+9 A « TLEMCEEN »**

Présenté en septembre 2021 par :

**BOUMEDIENE Nor el Houda**

**KEBBATI Imane**

**Devant le jury composé de :**

-Mr. HOUTI FARID BRAHIM

président

-Mme. MEJAHED AMINA

Examineur

-Mr. GHENNANI BOUBEKEUR

Encadreur

Année Universitaire 2020-2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



# Remerciements

Nous tenons tout d'abord à remercier **ALLAH** pour nous avoir guidé vers le bon chemin de la lumière et du savoir et pour nous avoir donné du courage, de la volonté afin de pouvoir réaliser ce modeste travail.

Nos remerciements à nos parents, pour leurs soutiens et leurs encouragements pendant toute la vie et qui continueront à nous aider dans tous les projets de l'avenir.

Ainsi que tous les membres de nos familles qui ont participé de près ou de loin à nous encourager et nous aider dans notre projet.

Nous tenons à exprimer notre profonde gratitude à **Monsieur GHENNANI. B** pour l'encadrement de ce mémoire, son aide, sa patience et sa confiance qu'il nous a accordé. Nous tenons à remercier les membres de jury pour avoir accepté d'examiner notre travail.

Nos sincères remerciements vont également à tous les enseignants, du département de Génie Civil de l'université de Tlemcen, qui ont participé à notre formation.

Enfin nous remercions tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce projet de fin d'étude.

« Merci »



# **Dédicace**

*Je dédie avec grand plaisir, ce modeste travail à :*

*A mon très cher père qui m'a encouragé et conseillé pendant mes plus pénibles moments et qui m'a guidé vers le chemin droit ;*

*A ma très chère mère qui m'a entouré d'amour et de tendresse et m'a appris la patience et le défile ;*

*A mes très chères sœurs :Sihem ,Abla,Farah*

*A mon petit frère Abd el Rahmane*

*Une spéciale dédicace pour mon cher mari , Mohamed el Amine*

*A ma très cher belle mère ,*

*à toute la famille Boumediene , lahmeri , Bensifi*

*A mon binôme :Imane et sa famille*

*Et tous mes amies proches ;*

*Et à tous mes collègues de génie civil spécialité structure promotion 2021*

*Pour ceux qui je n'ai pas cité bien sur ne croyait pas que je vous ai oublié, je vous porte toujours dans mon cœur*

*Boumediene Nor el houda*

# Sommaire

Chapitre I.....	15
Présentation de L'ouvrage.....	15
I.1.Introduction :.....	16
I.2. Présentation de l'ouvrage :.....	16
I.2.1 Caractéristique géométrique :.....	16
I.3. Classification de l'ouvrage selon son importance :.....	17
I.4. Classification des sites :.....	17
I.5. Ossature et système constructif adopté :.....	18
I.6. Les caractéristique mécaniques des matériaux :.....	18
I.6.1 Béton :.....	18
I.7. l'acier :.....	23
<i>I.8 Les hypothèses de calcul</i> .....	25
Chapitre II .....	26
pré dimensionnement et descente de charges.....	26
II.1. Pré dimensionnement des éléments structuraux :.....	27
II.1.1 Introduction :.....	27
II.1.1 plancher en corps creux :.....	27
II.1.3 Pré dimensionnement des poutres :.....	28
II.1.4 pré dimensionnement des poteaux :.....	29
II.1.5 Pré dimensionnement des voiles :.....	32
II.2 descente des charges.....	33
II.2.1 introduction :.....	33
II.2.2 Evaluation des charges :.....	33
II.3. Conclusion :.....	38
Chapitre III .....	39
Etude Du Plancher.....	39
III.1. Introduction :.....	40
III.2. Etude des poutrelles :.....	40
III.2.1 Dimensionnement des poutrelles :.....	40

III.2.2 Evaluation des charges sur les poutrelles : .....	41
III.2.3 Les types de poutrelles : .....	42
III.2.4 Détermination des efforts internes : .....	43
III.2.5 ferrailage des poutrelles (flexion simple ) : .....	51
III.2.6 Vérification au cisaillement : .....	57
III.2.7 Vérification au glissement : .....	57
III.2.8 Vérification de la flèche : .....	57
III.2.9 Justification des armatures : .....	58
III.2.10 Calcul de l'espacement : .....	59
III.2.11 Arrêt des armatures principales : .....	59
III.2.12 ferrailage de la dalle de compression .....	60
Chapitre IV .....	64
Étude des éléments secondaires: .....	64
IV.1 Escalier: .....	65
IV..1 Les différents types des escaliers .....	65
IV.2 Balcon : .....	81
IV.2.1 Evaluation des charge : .....	81
IV.2.2 Combinaisons d'actions : .....	81
IV.2.3 Calcul moment et effort tranchant : .....	82
IV.2.4 Calcule de ferrailage : .....	83
IV.2.5 vérification de cisaillement : .....	85
IV.2.6 vérification de la flèche : .....	86
IV.3 L'acrotère : .....	87
IV.4 Etude de l'ascenseur : .....	94
IV.4.1 Introduction : .....	94
IV.4.2 Etude de l'ascenseur : .....	95
IV.4.3 Calcul de ferrailage de la dalle : .....	101
Chapitre V .....	104
Etude Dynamique .....	104
V.1 INTRODUCTION .....	105
V .2 Modélisation de la structure : .....	105
V.3 méthode de calculs : .....	105
V.3.1 Méthode statique équivalente : .....	105
V.3.2 Méthode d'analyse modale spectral : .....	106

V.4 Choix de la méthode : .....	106
V.5 Combinaison d'action : .....	106
V.6 Analyse des modèles : .....	106
V.7 Disposition des voiles : .....	106
V.8 Méthode statique équivalente : .....	107
V.8.1 Détermination de la force sismique totale V : .....	107
V.8.2 Période et participation massique : .....	110
V.8.3 Poids total de la structure : .....	113
V.8.4 Détermination de l'effort tranchant : .....	114
V.8.5 Détermination de la force sismique de chaque niveau : .....	114
V.8.6 Vérification du coefficient de comportement R : .....	115
V.9 Méthode d'analyse spectrale modale : .....	117
V.9.1 spectre de réponse : .....	117
V.10 Résultante des forces sismique de calcule : .....	119
V.11. l'effet p-delta : .....	120
V.12 Stabilité au renversement : .....	121
V.13 conclusion : .....	122
CHAPITRE IV .....	123
Etude Des Éléments Structuraux .....	123
VI.1 Introduction : .....	124
VI.2 Etude des Poteaux : .....	124
VI.2.1 Combinaisons de calcul : .....	124
VI.2.2 Les sollicitations dans les poteaux : .....	124
VI.3 Calcul du ferrailage : .....	125
VI.3 .1 Armatures longitudinales : .....	125
VI.4 Etude des Poutres : .....	139
VI.4.1 Introduction .....	139
VI.4.2 Combinaisons des charges : .....	139
VI.4.3 Les recommandations du RPA99/V2003 : .....	139
VI.4.4. Moments fléchissant et efforts tranchants : .....	140
VI.5 Calcul de ferrailage : .....	141
VI.6. Etude des voiles : .....	146
VI.6.1. Introduction .....	146
VI.6.2. les combinaisons : .....	147

VI.6.3. Détermination des sollicitation.....	147
VI.6.4. Calcul de ferrailage voiles :.....	149
Chapitre VII.....	151
Etude infrastructure .....	151
VII. 1.Introduction :.....	152
VII.2. Type de fondation : .....	152
VII.3. Choix du type de fondation :.....	152
VII.4 Dimensionnement : .....	152
VII.5 Vérification des contraintes : .....	153
VII.6Vérification au poinçonnement :.....	155
VII.7 Différente sollicitations : .....	156
VII.8 Calcul ferrailage : .....	158
VII.8.1 ferrailage de la dalle :.....	158
VII.8.2 Vérification de la dalle à ELS :.....	162
VII.8. 3 Vérification de cisaillement : .....	163
VII.8.4 calcul de l'espacement :.....	164
VII.8.5 les armatures transversales :.....	164
VII.9 Calcul ferrailage de la nervure :.....	165
VII.9.1 Vérification de la nervure à ELS : .....	167
VII.9.2 Vérification au cisaillement : .....	168
VII.9.3 Calcul de l'espacement : .....	168
VII.9.4 armature transversal :.....	169
VII.10 Résultats :.....	169
VII.11 Schéma de ferrailage :.....	170
VII.12 Conclusion : .....	170
VIII.2 Le management de projet.....	176
VIII.1 introductions.....	177
VIII.2.1Projet.....	178
VII.2.2 Le cycle de vie d'un projet.....	179
VII.3.3 Les différents intervenants du projet:.....	182
VII.4.1 le découpage du projet .....	193



# résumé

*Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment de forme irrégulière à usage multiple constitué d'un sous-sol, un réez de chaussée +9étages, implanté dans la wilaya de Tlemcen.*

*Cette étude se compose de quatre parties :*

- La première partie c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments du bâtiment, ensuite le pré dimensionnement de la structure et enfin la descente de charges.*
- La deuxième partie a été consacrée aux éléments secondaires (les poutrelles, l'escalier et l'acrotère)*
- L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la troisième partie par SAP2000 afin de déterminer les sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).*
- La dernière partie comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutre, voiles) sans oublier l'analyse économique relative de ce bâtiment*

*Tous les calculs sont fait en tenant compte des règlements de calcul et vérification du béton armé (RPA99V2003, BAEL91)*

*Mots clés : Bâtiment, Béton armé, Etude dynamique, SAP2000, RPA99v2003, BAEL91.*

# ABSTRACT

*This project presents a detailed study of an irregularly shaped building multi-use consists of basements,a ground floor+9 floor implanted in the wilaya of tlemcen*

*This study consists of four parts :*

- *The first part is the general dscription of the project with a presentation of the structural aspects of building elements .then the prédimensionnement structure and fianally the descent of load .*
- *The second part was devoted to secondary nutrients(beams,the staircase,parapet wall).*
- *The dynamique study of the structure was begun in the third part determined by SAP2000 to various stresses due to loads (permanent loads,operational and sismic loading )*
- *The last part included the reinforcement of the various resistance elements of structure ( foundation ,columns , beams ,).but also the economique analysis relative to yhis building*

*Using the rules of calculations and verification of reinforced concrete (RPA99V2003,BAEL91 modified 99)*

*Keywords : Building, concrete, SAP2000, RPA99/2003, BAEL91*

# ملخص

بدا المشروع هو عبارة عن دراسة مفصلة لعمارة مكونة من طابق تحت ارضي زائد طابق ارضي و تسع طوابق علوية

اشتملت الدراسة على اربعة محاور :

المحور الاول : تفصيل عام للمشروع يشمل على تعريف المشروع و البنائة ' مع اعطاء الابعاد الاولى للعناصر و حمولة كل عنصرا لمكونة لها

المحور الثاني : دراسة الاجزاء الثالثية من البنائة

المحور الثالث : الدراسة الديناميكية للبنائة بواسطة برنامج *SAP2000* الذي يزودنا بالنتائج النهائية التي تسمح بتسليج مختلف العناصر المكونة للبنائة. مع الاخذ بعين الاعتبار كل توصيات القوانين الجزائية المقاومة للزلازل

*RPA/2003*

اما المحور الاخير يشمل على دراسة الاجزاء المقاومة للبنائة ( الاعمدة, العارضات , الاساسات ) , و ايضا تحليلا اقتصاديا لبدا المبني

اعتمادا على *BAEL 91* و *RPA/2003*

الكلمات المفتاحية : العمارة , الخرسانة , *SAP 2000* , *RPA V 2003* ,

*BAEL 91*

# Notations

G : action permanente  
Q : action d'exploitation  
E : action accidentelle  
 $\bar{\sigma}_{st}$  : contrainte acier admissible  
 $\bar{\sigma}_{bc}$  : contrainte dans les béton admissible  
 $\bar{\tau}_u$  : contrainte admissible de cisaillement du béton  
 $\bar{\sigma}_{bc}$  : contrainte de béton  
 $\bar{\sigma}_{st}$  : contrainte de l'acier  
 $\tau_u$  : contrainte de cisaillement  
 $f_{bc}$  : contrainte de calcul  
 $f_{cj}$  : résistance a la compression de béton a (j)  
 $f_{tj}$  : résistance a la traction du béton a (j) jours  
 $f_{c28}$  : résistance caractéristique a la compression du béton a 28jours d'âge  
 $f_{t28}$  : résistance caractéristique a la traction du béton a 28jours d'âge  
 $A_{st}$  : section d'armature  
 $A_r$  : armature de réparation  
 $Y_b$  : coefficient de sécurité du béton  
 $Y_s$  : coefficient de sécurité d'aciers  
 $\Theta$  : coefficient d'application  
 $\eta$  : facteur de correction d'amortissement  
 $I_x, I_y$  : moment d'inertie  
 $I_x, i_y$  : rayon de giration  
 $\mu_u$  : moment ultime réduit  
 $\alpha$  : position relative de la fibre neutre  
Z : bras de levier  
d : distance séparent entre la fibre la plus comprimée et les armatures inferieures  
d' : distance entre les armatures supérieurs et la fibre neutre  
 $B_r$  : section réduite  
M : moment fléchissant  
T : effort tranchant, période  
N : effort normal  
A : coefficient d'accélération de zone  
D : facteur d'amplification dynamique  
R : coefficient de comportement global de la structure  
Q : facteur de qualité  
W : poids totale de la structure  
V : force sismique totale  
 $W_i$  : poids au niveau (i)  
 $C_T$  : coefficient de période  
 $\beta$  : coefficient de pondération  
 $S_T$  : espacement

$\lambda$  : élancement  
 $e$  : épaisseur  
 $f$  : flèche  
 $f_{adm}$  : flèche admissible  
L : longueur ou portée  
 $L_f$  : longueur de flambement  
 $M_t$  : moment en travée  
 $M_a$  : moment en appui  
K : coefficient de raideur de sol  
 $\varepsilon$  : déformation relative  
 $\varepsilon_{bc}$  : déformation du béton en compression  
 $f_e$  : limite d'élasticité d'acier  
 $E_{ij}$  : module d'élasticité instantané  
 $E_{vj}$  : module d'élasticité différé  
 $E_s$  : module d'élasticité de l'acier

# introduction général

L'Algérie se situe dans une zone de convergence des plaques tectoniques où elle se présente comme étant une région à fort activité sismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés par le tremblement de terre de Boumèrdesse du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il ya lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet à des buts, qui sont :

- ❖ La sécurité (le plus important).
- ❖ L'économie : diminuer le cout de projet.
- ❖ Le confort.
- ❖ L'esthétique.

L'utilisation du béton armé dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme :

- ❖ Durabilité.
- ❖ Résistance en feu.
- ❖ Souplesse d'utilisation.

Dans le cadre de notre projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment technique en béton armé à usage multiple, implanté dans une zone de faible sismicité, comportant un sous sol, un RDC et 9 étages à Tlemcen.

Cette étude est composée de huit chapitres :

- Présentation de l'ouvrage
- Pré dimensionnement et descente de charges
- Etude des planchers
- Etude des éléments secondaires
- Etude dynamique
- Etude des éléments structuraux
- Etude des fondations
- Etude économique



# **Chapitre I**

## **Présentation de L'ouvrage**



### I.1.Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteau , poutres ,voiles ..) aux différentes sollicitations (compression ,flexion ..) dont la résistance de ces éléments en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques .

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage ,on se base sur des règlements (B.A.E.L , RPA99V2003) qui s'appuie sur la connaissance de matériaux (béton ,acier ) et le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants de la structure

### I.2. Présentation de l'ouvrage :

Dans le cadre de notre formation de master génie civil , nous avons choisi un bloc qui appartient d'un projet de réalisation 160 logements ,li se compose de sous –sol parking d'une capacité de 12 voitures , rez de chaussé de 7 locaux commerciaux , les quatre premier étages occupée par des bureau et les cinq derniers étages sont pour usage d'habitation .se projet ce situe à Boujlida , Tlemcen .



Figure I.1 : vue sur site

#### I.2.1 Caractéristique géométrique :

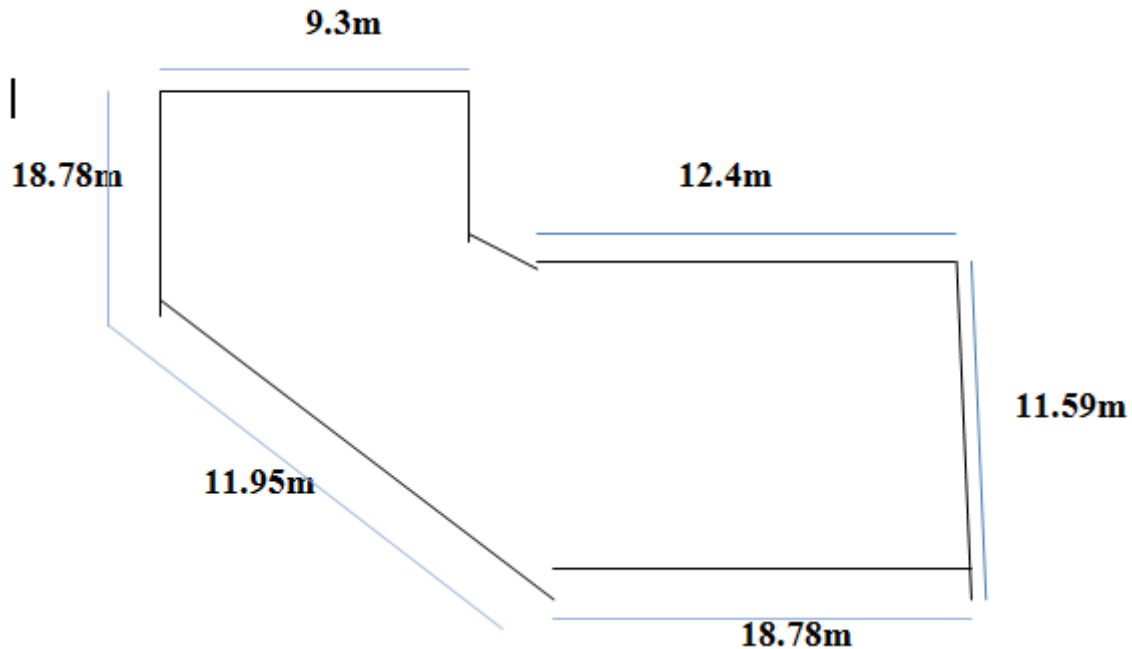
Le bâtiment a étudier est constitué d'un bloc de forme irrégulière en élévation de dimensions suivantes :

**Tableau I.1 : dimensions en élévation**

<b>Hauteur de sous –sol</b>	<b>2.55 m</b>
<b>Hauteur de RDC</b>	<b>3.23 m</b>
<b>Hauteur des étages courants</b>	<b>3.06 m</b>
<b>Hauteur totale de bâtiment</b>	<b>31.62 m</b>



La structure présente une forme en L ,dont les dimensions en plan , sont mentionnées sur la figure ci –après :



**Figure I.2 : Dimension de structure en plan**

### **I.3. Classification de l'ouvrage selon son importance :**

Le niveau minimal de protection sismique accordé a un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis-à-vis des objectifs de protection fixés par la collectivité .

Tout ouvrage qui relève du domaine d'application des présentes rgles doit être classé dans l'un des quatre (4) groupes) (⊗RPA)

**Groupe 1A :ouvrages d'importance vitale**

**Groupe 1B :ouvrages de grande importance :**

**Groupe 2 : ouvrages courants ou d'importance moyenne :**

**Groupe 3 : ouvrages de faible importance**

- Notre bâtiment est collective sa hauteur ne dépasse pas les 48 m , donc est classée dans le Groupe 2 ( selon le RPA)

### **I.4. Classification des sites :**

Les sites sont classés en quatre (4) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent

**Catégories S1 : site rocheux**

**Catégories S2 : site ferme**

**Catégories S3 : Site meuble**

**Catégories S4 : Site très meuble**

Le site de notre bâtiment est considéré comme site meuble (S3)

D'après le rapport du laboratoire mécanique de sol , la contrainte admissible du sol est  $\sigma_{sol}=2$  bar

### **I.5. Ossature et système constructif adopté :**

- a) **Ossatures** : c'est une structure ou le contreventement est assuré par un portique auto-stable plus voile dans les deux direction .cette ossatures constituée par des poutre et des poteaux et des voiles .
- b) **Planchers** : les planchers a tous les niveaux sont réalisé en corps creux avec une dalle de compression de 5 cm reposant sur des poutrelles
- c) **Les escaliers** : l'escaliers dont des éléments non structuraux qui permettent le passage de niveau a un autre avec deux volées et palier inter étage
- d) **Fondations** :on préconise un radier générale
- e) **Maçonnerie** :
  - \*pour les murs extérieurs : « double cloison » sont en brique creuse de 15 cm séparer par un vide de 5 cm
  - \*pour les murs intérieurs : « cloison » sont en brique creuse de 10 cmLes revêtement sont prévus dalle de sol
- f) **Ascenseur** :vu la hauteur de bâtiment .on a opté pour l'utilisation des ascenseurs pour faciliter le déplacement des personnes entre étages
- g) **Acrotères** : la terrasse étant inaccessible , le dernier niveau est entouré d'un acrotère en béton armé d'une hauteur variant entre 60 cm et 100 cm et de 10 cm d'épaisseur

### **I.6. Les caractéristique mécaniques des matériaux :**

#### **I.6.1 Béton :**

Le béton est un mélange optimal de liants (ciment ), de granulats naturels ou artificiels (sable, gravillons, gravier,...) d'eau et éventuellement d'adjuvants (entraîneur d'air , plastifiant ,hydrofuges..)

La résistance de compression a l'âge de 28 jours est de l'ordre de 25 MPA

*Ses principale caractéristiques sont :*

- Une bonne résistance en compression
- Une mauvaise résistance en traction

- Une poids volumique compris entre 22 et 24 KN/m<sup>3</sup> environ pour le béton , et 25 KN/ m<sup>3</sup> pour le béton armé

- La mase volumique du béton :

La masse volumique du béton varie entre 2200 kg/m<sup>3</sup> et 2400 kg/m<sup>3</sup> .on considère réglementairement que sa masse volumique du béton armé est de 2500 kg/m<sup>3</sup>

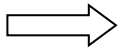
- Module de déformation de béton :

a) Déformation longitudinale :

i. Module de déformation instantané (E<sub>ij</sub>)

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

Avec  $f_{cj} = f_{c28} = 25$  MPa

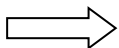


$$E_{ij} = 32164.195 \text{ MPA}$$

ii. Module de déformation différé (E<sub>vj</sub>) :

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

Est donc :



$$E_{vj} = 10818.87 \text{ MPA}$$

b) Déformation transversale :

❖ Le coefficient de poisson :

Le coefficient de poisson est le rapport entre les deux déformation (transversales et longitudinales)

$$\nu = \frac{\partial y}{\partial x}$$

D'après le CBA 93 :

- 0.20 pour la calcul a ELS (section non fissurée)
- 0 pour le calcul a ELU

▪ **Résistance de béton :**

a) **Résistance caractéristique a la compression :**

Au point de vue mécanique le béton est définie pour une valeur de résistance a la compression après de 28 jours ( $f_{c28}$ ) pour un béton courant le règlement admet une caractéristique a la compression  $f_{c28}=25$  MPA

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76 \times 0.83^j}$$

avec :

$$\text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPA} \quad \Rightarrow \quad \frac{j \times f_{c28}}{4.76 \times 0.83^j}$$

$$\text{si } 40 < f_{cj} \leq 60 \text{ MPA} \quad \Rightarrow \quad \frac{j \times f_{c28}}{1.4 \times 0.95^j}$$

$$\text{si } j > 28 \text{ jour} \quad \Rightarrow \quad f_{cj} = f_{c28}$$

b) **Résistance caractéristique a la traction :**

La résistance a la traction est plus faible que la résistance a la compression

**Le règlement B.E.E.L 91 donne :**

**La résistance à la compression  $f_{c28}$  égale à 25 MPa**

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ (MPa)}$$

$$\Rightarrow \text{a 28 jours } f_{c28} = 25 \text{ MPA} \Rightarrow f_{t28} = 2.10 \text{ MPA}$$

c) Les contraintes limites :

Suivante les règles **B A E L 91** on distingue deux états de calcul :

- L'état limite ultime
- L'état limite service

o EIU :

La contrainte admissible de compression a l'ELU est donnée par :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

Avec :

$\gamma_b = 1.5$	Pour les cas généraux
$\gamma_b = 1.15$	Pour les cas accidentels

Et :

$\theta$	Durée d'application
1	$> 24h$
0.9	$1 \leq \text{durée} \leq 24h$
0.85	Durée $< 24h$

**Tableaux I.2 : coefficient d'application**

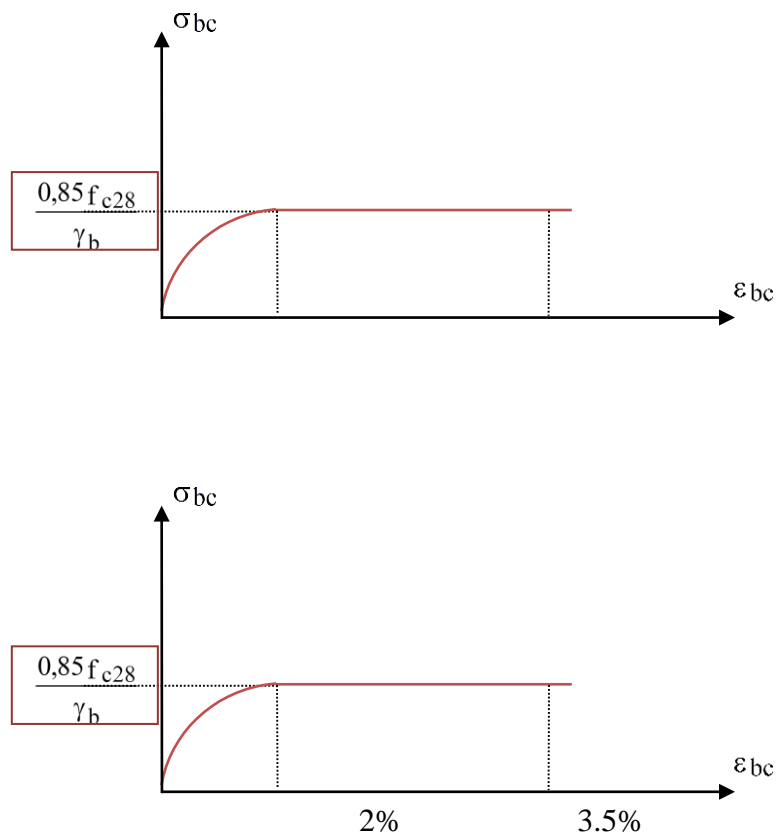


Figure I.3 : diagramme contrainte –déformation de béton

○ ELS :

La contrainte admissible de compression a l'état limite de service est donnée par :

Avec :  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \bar{f}_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

**d) Contrainte limite de cisaillement :**

La contrainte limite de cisaillement prend ces valeurs :

- $\alpha = 90^\circ$

-fissuration non préjudiciable :

$$\tau_1 = \min(0.2 * f_{c28} / \gamma_b, 5 \text{ MPa})$$

$\gamma b=1.5$	$\tau_1=\min(3.33,5\text{MPa})$	3.33 MPa
$\gamma b=1.15$	$\tau_1=\min(4.34,5\text{MPa})$	4.34 MPa

-fissuration préj ou très préjudiciable :

$$\tau_1=\min(0.15*f_{c28}/\gamma b,4\text{MPa})$$

$\gamma b=1.5$	$\tau_1=\min(2.5,4\text{MPa})$	2.5 MPa
$\gamma b=1.15$	$\tau_1=\min(3.26,4\text{MPa})$	3.26 MPa

- $\alpha=45^\circ$

-quelque soit la fissuration :

$$\tau_1=\min(0.27*f_{c28}/\gamma b,7\text{MPa})$$

$\gamma b=1.5$	$\tau_1=\min(4.5,7\text{MPa})$	<b>4.5 MPa</b>
$\gamma b=1.15$	$\tau_1=\min(5.86,7\text{MPa})$	<b>1.86 MPa</b>

Notre ouvrage est situe dans un milieu ou l'humidité est pas élevé (TLEMCEM ) donc la fissuration est supposée préjudiciable

### I.7. l'acier :

L'acier est un alliage métallique constitué majoritairement de fer et d'une faible quantité de carbone. C'est la présence (entre 0.02% et 2% en masse ) de cet élément chimique qui octroie a l'acier ses propriétés spécifiques. Plus le pourcentage de carbone présente dans l'acier est élevé plus la dureté du métal est importante .

L'acier Présente une très bonne résistance a la traction ,et une grande ductilité ,sa température de fusion varie entre 1400° et 1600°,la densité varie entre 7,8 a 7,9 kg/dm<sup>3</sup>

Généralement en utilise trois types d'acier :

- ✓ Acier Ha Fe400 (fe=400 MPa) ,pour les armatures longitudinale

- ✓ Acier RL Fe235( $f_e=235$  MPa ),pour les armatures transversale
- ✓ Acier TSL ( $f_e=500$  MPa) ,pour les treillis soudés.

L'acier est caractérisé par un module d'élasticité longitudinale pris égale  $E_s=2.10^5$  MPa

D'après le règlement [BAEL91 Art A.2.2.2], le diagramme des contraintes-déformations à l'ELU est comme suite :

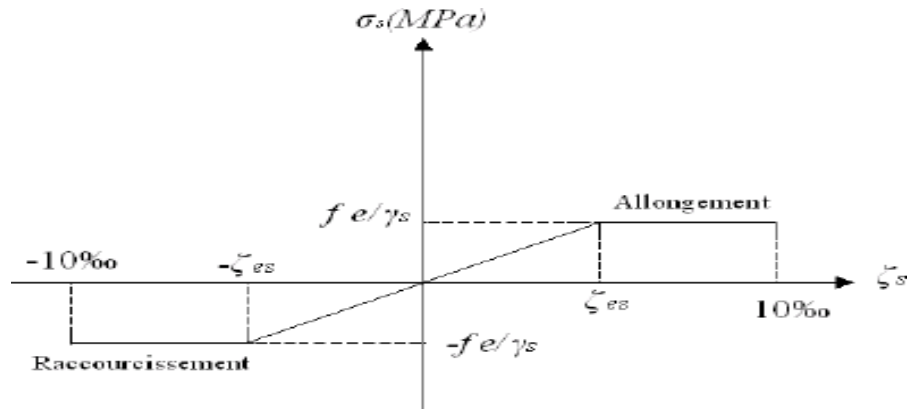


Figure I.4 :Diagramme contraintes déformation à L' ELU.

avec :

$\gamma_s$  : coefficient de sécurité de l'acier

-  $\gamma_s=1.15$  (cas générale )

-  $\gamma_s=1$  (cas accidentelle)

Et

$$\epsilon_s = \sigma_s / E_s \quad \text{avec : } \sigma_s = f_e / \gamma_s$$

ELS :

La contrainte sera limitée uniquement pour l'état limite des ouvertures des fissures :

- Fissuration peu préjudiciable : pas de limitation des contrainte
- Fissuration préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$$

$$\overline{\sigma_{st}} = \min ( 266.67 ; 201.63 ) = 201.63 \text{ MPa}$$



➤ Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left( \frac{1}{2} f_e; 90 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$$

$$\sigma_{st} = \min ( 200 ; 164.97 ) = 164.97 \text{ MPa}$$

$\eta$  : coefficient de fissuration

$\eta=1$	Pour les rond lisse RL
$\eta = 1.6$	Pour les armatures a haute adhérence HA

### 1.8 Les hypothèses de calcul

Tous les calculs et toutes les vérifications doivent se baser sur la notion des états limites. On distingue deux types d'états limites :

#### A) Les états limites ultimes (E.L.U)

Il correspond à la limite :

- De l'équilibre statique.
- De la résistance de l'un des matériaux (béton et l'acier).
- De la stabilité de forme (flambement).

#### B) Les états limites de services (E.L.S)

Il correspond à la limite :

- De compression de béton.
- D'ouverture des fissures.
- Des déformations.

Les formules des états limites sont :

- L'état limite ultime (E.L.U)

$$\left. \begin{array}{l} 1.35G+1.5Q \\ Q+G\pm E \end{array} \right\} \text{ combinaison fondamentale}$$

$$\left. \begin{array}{l} Q+G\pm 1.2E \\ 0.8\pm E \end{array} \right\} \text{ combinaison accidentelles}$$

-l'état limite de service ( E L S ) :

$$G+Q$$



## **Chapitre II**

### **pré dimensionnement et descente de charges**



### II.1. Pré dimensionnement des éléments structuraux :

#### II.1.1 Introduction :

Pour assurer une meilleure stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure (poutre, poteaux) soient pré dimensionnés de telle manière à reprendre toutes les sollicitations suivantes :

\*sollicitations verticales concernant les charges permanentes et les surcharges

\*sollicitations horizontales concernant le séisme

Le pré dimensionnement de la structure est calculé conformément aux règles

B A E L 91 et RPA 99 V2003

#### II.1.1 plancher en corps creux :

On adopte les planchers à corps creux, dont l'épaisseur est estimée selon les conditions admissibles citées par le BAEL 91 :

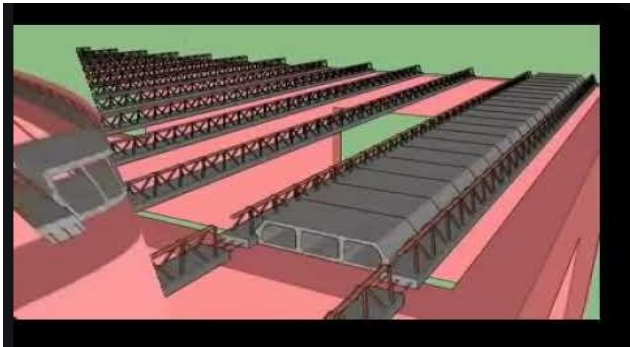


Figure II.5 dessin d'un plancher en corps creux

$$h_t \geq \frac{l}{22.5} \quad \text{avec } L : \text{la portée max d'une poutrelle}$$

$$L_{\max} = 4.62 \text{ m}$$

$$h_t \geq \frac{462}{22.5} = 20.53$$

on prend  $h_t = 21 \text{ cm}$

donc soit un plancher (16+5)

16 cm : corps creux

5 cm : dalle de compression

### II.1.3 Pré dimensionnement des poutres :

- Poutre principale :

D'après les règle B A E L 91 on a :

$$\frac{l}{15} < h < \frac{l}{10}$$

Avec L :distance entre axe des poteaux et on choisie la plus grande porté L1=4.97 et L2=5

$$\frac{497}{15} < h < \frac{497}{10}$$

$$33.13 < h < 49.7$$

Donc pour une meilleur sécurité ;on prend pour P1:

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

et pour p2 , on prend :

$$h = 45 \text{ cm}$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

la dimension de la poutre doit satisfaire a la condition du RPA 99V2003

- ✓  $b \geq 20 \text{ cm}$        $\Rightarrow 30 > 20$     *Condition vérifiée*
- ✓  $h \geq 30 \text{ cm}$        $\Rightarrow 40 > 30$     *CV*
- ✓  $(h/b) \leq 4$          $\Rightarrow 40/30 \leq 4$        $\Rightarrow 1.33 \leq 4$     *CV*

*\*Donc pour la poutre principale on retenue la section P1(30\*40) cm<sup>2</sup>,P2(30\*45)cm<sup>2</sup>*

- Poutre secondaire :

On a : L =4.95 m

$$\frac{L}{15} < h < \frac{L}{10}$$

$$\frac{495}{15} < h < \frac{495}{10}$$

$$33 < h < 49.5$$

Pour une meilleur sécurité , on prend :

$$h = 35$$

$$b = 30$$

la dimension de la poutre doit satisfaire a la condition du RPA 99V2003

- ✓  $b \geq 20 \text{ cm}$        $\Rightarrow 30 > 20$     *Condition vérifiée*
- ✓  $h \geq 30 \text{ cm}$        $\Rightarrow 35 > 30$     *CV*
- ✓  $(h/b) \leq 4$          $\Rightarrow 35/30 \leq 4$        $\Rightarrow 1.16 \leq 4$     *CV*

*Donc pour la poutre secondaire on retenue la section (30\*35) cm<sup>2</sup>*

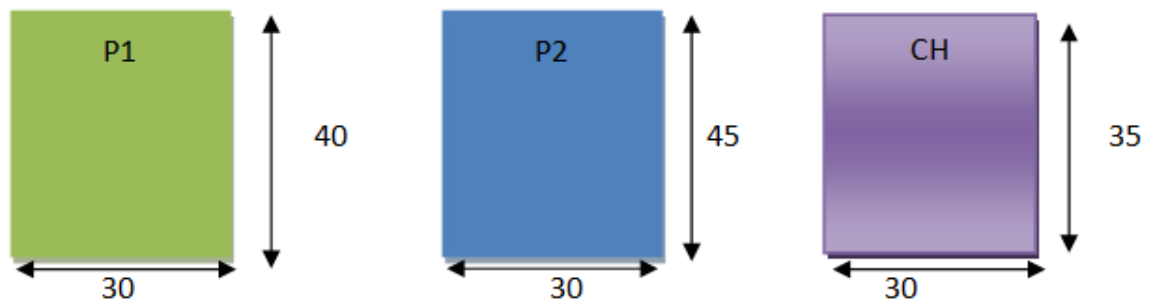


Figure II.6 dimension de poutre secondaire et poutre principale

#### II.1.4 pré dimensionnement des poteaux :

On prend le poteau le plus sollicité de cet ouvrage

S est la surface supporté par le poteau le plus défavorable.

$$S=19.625 \text{ m}^2$$

On suppose une charge répartie moyenne P par étage : ( $P=1 \text{ t/m}^2$ )

N : Nombre de plancher : ( $n=11$ )

Nu :Etant la charge verticale :

$$Nu = P \times S \times n$$

$$Nu = 1 \times 19.625 \times 11$$

$$Nu = 215.78 \text{ tonnes} = 2.15875 \text{ MN}$$

Section réduite (Br) : on choisi un poteau carré

$$Br \geq (a-0.02)^2 \longrightarrow Br \geq \frac{\beta \times Nu}{\left(\frac{F_{bc}}{0.9}\right) + \left(\frac{0.85 \cdot f_e}{100 \cdot \gamma_s}\right)}$$

Avec :

$\beta$  :coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique  $\lambda$  des poteaux qui prend les valeurs :

$$\beta = 1+0.2 \times (\lambda/35)^2 \qquad \lambda \leq 50$$

## Chapitre II: pré dimensionnement et descente de charges

$$\beta = 0.85 \times (\lambda)^2 / 1500$$

$$50 < \lambda < 70$$

On fixe l'élanement mécanique  $\lambda = 35$  pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée donc :  $\beta = 1.2$

Avec :

$$\gamma_s = 1.15 \text{ (cas générale)}$$

$$F_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_b = 1.5 \text{ (cas générale)}$$

$$\theta = 1 \text{ (> 24 h)}$$

$$F_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$F_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.16 \text{ MPa}$$

$$Br \geq \frac{1.2 \times 2.15875}{\left(\frac{14.16}{0.9}\right) + \left(\frac{0.85 \times 400}{100 \times 1.15}\right)}$$

$$Br \geq 0.1386 \text{ m}^2 \text{ et } Br \geq (a - 0.02)^2 \geq 0.1386 \text{ m}^2$$

$$a \geq \sqrt{Br} + 0.02 \quad \rightarrow \quad a \geq \sqrt{0.1386} + 0.02 \quad \rightarrow \quad a \geq 0.3922 \quad \rightarrow \quad a = b = 50 \text{ cm}$$

✚ Vérification des conditions de RPA 99/version 2003 (Zone I)

$$\text{Min}(a, b) \geq 25 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad a = 50 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

$$\text{Min}(a, b) \geq \frac{h}{20} \quad \Rightarrow \quad a = 50 \geq \frac{316}{20} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

$$\frac{1}{4} \leq \frac{a}{b} \leq 4 \quad \Rightarrow \quad \frac{1}{4} \leq \frac{50}{50} \leq 4 \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

✚ Vérifier les poteaux les plus sollicités au flambement :

- Poteaux (ss- Rdc)

Le moment d'inertie :

$$I_X = I_Y = \frac{a \cdot b^3}{12} = \frac{50^4}{12} = 520833.33 \text{ cm}^4$$

❖ Rayon de giration :

$$i_x = i_y = \sqrt{I_x / A}$$

$$A = a^2 = 50^2 = 2500 \text{ cm}^2$$

$$i_x = i_y = \sqrt{I_x / A} = \sqrt{\frac{520833.33}{2500}} = 14.43 \text{ cm}$$

## Chapitre II: pré dimensionnement et descente de charges

❖ Elancement mécanique :

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_f}{i_x}$$

$$l_f = 2.55 \text{ m (sous sol)}$$

$$l_f = 0,7l_0 = 0,7 * 2.55 = 1.785 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{1.785}{14.43} = 12.37 < 35 \quad \text{condition vérifiée}$$

donc le flambement est vérifié

**Tableau II.8 récapitulatif du poteau et poutre**

	Poutre principale (cm <sup>2</sup> )	Poutre secondaire (cm <sup>2</sup> )
Sous-sol	P1(30*40), p2(30*45)	30*35
RDC	P1(30*40), p2(30*45)	30*35
Etages 1 jusqu' a 9	P1(30*40) ; p2(30*45)	30*35

Niveaux	N°	S(m <sup>2</sup> )	Nu	Br	Lo(m)	a.b(cm)	i <sub>x</sub> .i <sub>y</sub>	λ <sub>x</sub> .λ <sub>y</sub>	Condition
Sous-sol	11	19.625	2.1593	0.1386	2.55	50	14.43	12.37	C.V
RDC	10	19.625	1.963	0.126	3.23	50	14.43	15.66	C.V
1 <sup>er</sup> étage	9	19.625	1.7667	0.113	3.06	45	12.99	16.48	C.V
2 <sup>eme</sup> étage	8	19.625	1.5704	0.100	3.06	45	12.99	16.48	C.V
3 <sup>eme</sup> étage	7	19.625	1.3741	0.087	3.06	45	12.99	16.48	C.V
4 <sup>eme</sup> étage	6	19.625	1.1778	0.075	3.06	45	12.99	16.48	C.V
5 <sup>eme</sup> étage	5	19.625	0.9815	0.063	3.06	40	11.54	18.56	C.V
6 <sup>eme</sup> étage	4	19.625	0.7852	0.050	3.06	35	10.10	21.20	C.V
7 <sup>eme</sup> étage	3	19.625	0.5889	0.037	3.06	35	10.10	21.20	C.V
8 <sup>eme</sup> étage	2	19.625	0.3926	0.025	3.06	30	8.66	24.73	C.V
9 <sup>eme</sup> étage	1	19.625	0.1963	0.0125	3.06	30	8.66	24.73	C.V

**II.1.5 Pré dimensionnement des voiles :**

Les voiles sont des éléments qui résistent aux charges horizontales, dues au vent et au séisme

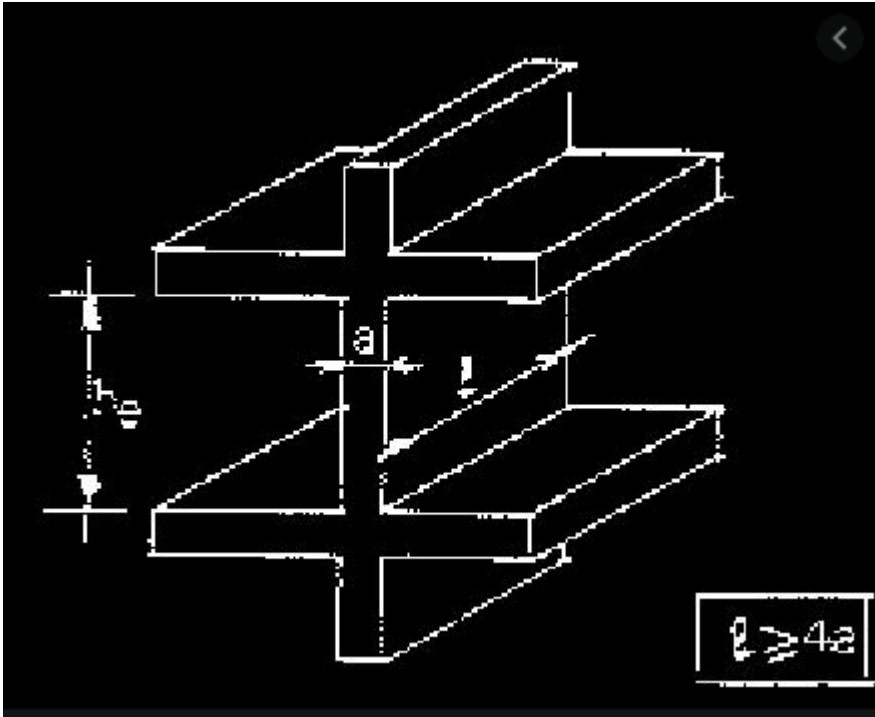


Figure II.7 la coupe de voile en élévation

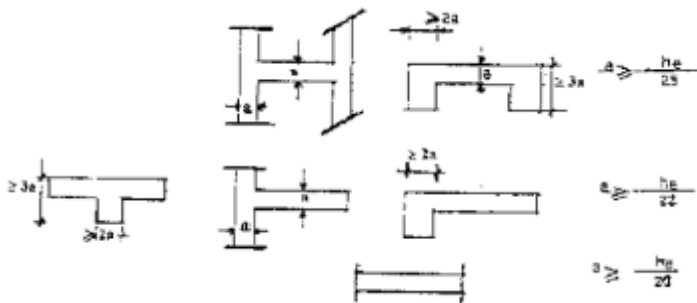


Figure II.8 les coupes de voiles

D'après le RPA V2003 :

$$\begin{cases} a \geq he/20 \\ L \geq 4a \end{cases}$$

he : la hauteur libre d'étage

a : épaisseur des voiles ( min= 15 cm)



Tableau II.9 dimension des voiles

Niveau	he(cm)	a(cm)
Sous sol	2.55	20
RDC	3.23	20
1 <sup>er</sup> .....9 <sup>eme</sup> étages	3.06	20

**II.2 descente des charges**

**II.2.1 introduction :**

La descente des charge se fixe comme objectif la détermination du niveau de sollicitation en chacun des niveaux d'un ouvrage ,et ce du dernier étage jusqu'à l base de la construction

**II.2.2 Evaluation des charges :**

Charge permanentes et charge d'exploitation

**II.2.2.1 Plancher terrasse inaccessible**

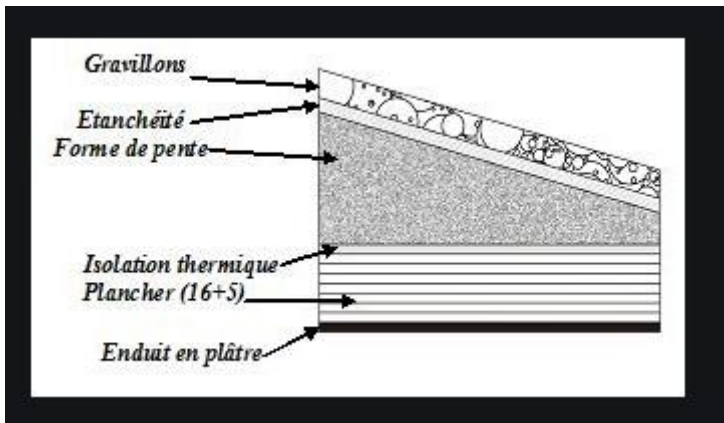


Figure II.1 : plancher terrasse inaccessible

Tableau II.1 : charge permanents et exploitation de plancher terrasse inaccessible

Désignation	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Gravillon de protection	17	0.05	0.85

## Chapitre II: pré dimensionnement et descente de charges

Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.1	2.20
Isolation thermique en liège	4	0.04	0.16
Dalle en corps creux (16+5)			3.20
Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
			G=6.73 KN/m <sup>2</sup>
			Q=1 KN/m <sup>2</sup>

### II.2.2.2 plancher étage courant

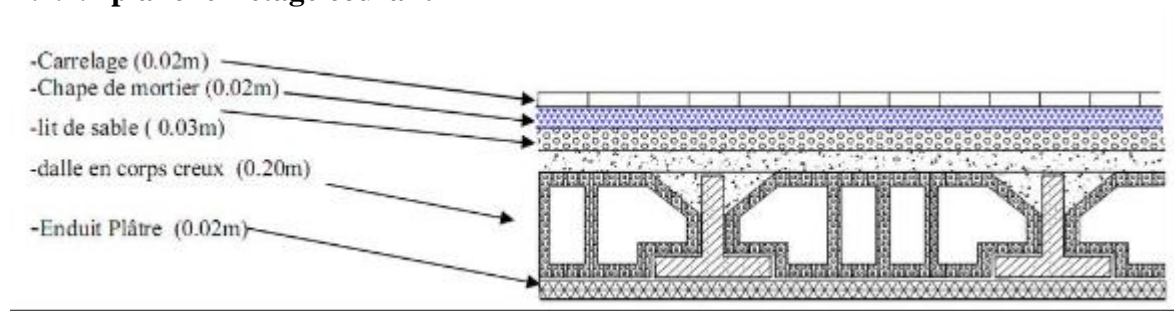


Figure II.2 plancher étage courant

### Les charge d'exploitation

Surcharge d'exploitation (plancher sous sol ; parking ) :  $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

Surcharge d'exploitation (plancher RDC ) :  $Q =5 \text{ KN /m}^2$

Surcharge d'exploitation (plancher étage 1 a 4 ; bureaux ) :  $Q = 2.5 \text{ KN /m}^2$

Surcharge d'exploitation (plancher étage 5 a9 ; logement ) :  $Q =1.5 \text{ KN /m}^2$

Tableau II.2 : charge de étage

Désignation	$\rho(\text{KN/m}^3)$	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Cloison interieur	10	0.1	1

## Chapitre II: pré dimensionnement et descente de charges

Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Dalle en corps creux (16+5)			3.20
Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
			$G=5.60(\text{KN/m}^2)$
			$Q=1.5(\text{KN/m}^2)$

### II.2.2.3 Murs :

\*Murs extérieurs (double parois )

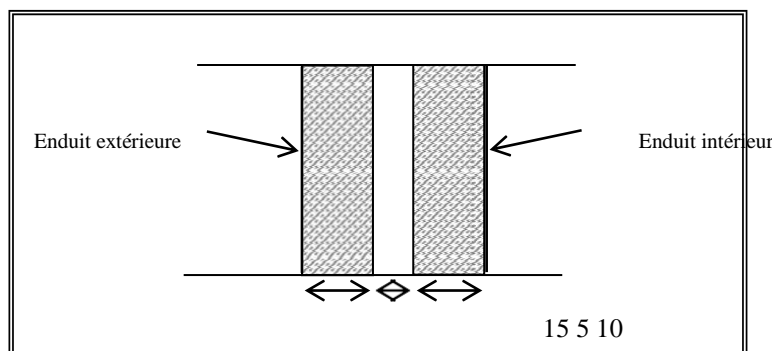


Figure II.3 remplissage en double cloisons

Tableau II.3 charge permanente du mur extérieur

Désignation	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit extérieur	12	0.02	0.24
Brique creuse	9	0.15	1.35
Brique creuse	9	0.1	0.90
Enduit intérieur	12	0.02	0.24
			$G=2.73 \text{ KN/m}^2$

\*Murs intérieur (simple parois ) :

Tableau II.4 charge permanente du mur intérieur

Désignation	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit extérieur	12	0.02	0.24

## Chapitre II: pré dimensionnement et descente de charges

Brique creuse	9	0.1	0.90
Enduit intérieur	12	0.02	0.24
			G=1.38 KN/m <sup>2</sup>

Remarque :

Les murs peuvent être avec ou sans ouverture donc il est nécessaire d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouverture :

\*Murs avec portes (90% G)

\*Murs avec fenêtres (80%G)

\*Murs avec portes et fenêtres (70%G)

### II.2.2.4 balcon :

**Tableau II.5 charge de balcon**

Désignation	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Enduit en ciment	20	0.02	0.40
Dalle plane (15)	25	0.15	3.75
			G=5.35 KN/m <sup>2</sup>
			Q=3.50 KN/m <sup>2</sup>

✓ L'ascenseur :  
G=10 KN/m<sup>2</sup>  
Q= 8 KN/m<sup>2</sup>

✓ Acrotère :  
Charge permanent :

$$S = \frac{(0.05 \times 0.1)}{2} + (0.05 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6)$$

$$S = 0.0675 \text{ m}^2 / l$$

$$G = 0.0675 \times 2500 = 168.75 \text{ kg /ml}$$

$$G = 1.6875 \text{ KN/ml}$$

Charge d'exploitation :

$$F_a = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots\dots\dots \text{D'après le ( RPA 99 v 2003 )}$$

Avec :

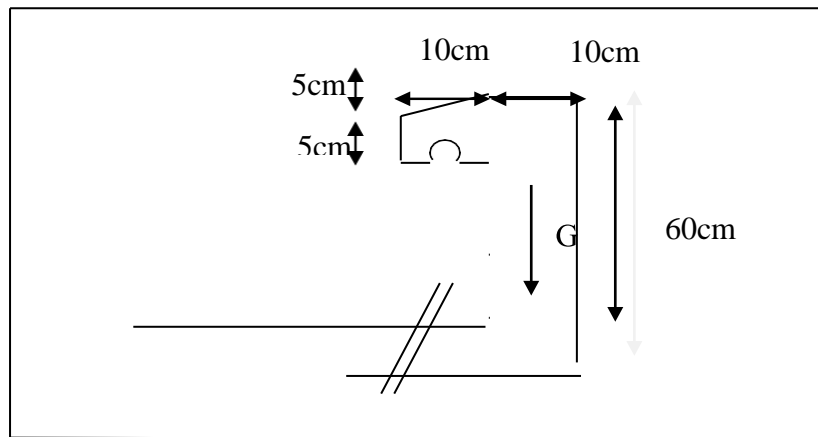


Figure II.4 : dimension de l'acrotère

$A$  : coefficient d'accélération de zone ( $A=0.1$ )  
 $C_p$  :facteur de force horizontale ( $C_p= 0.8$  KN)  
 $W_p$  :le poids de l'acrotère ( $W_p=1.68$  KN/m)

$$F_a = 4 \times 0.1 \times 0.8 \times 1.68$$

$$F_a = 0.54 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0.54 \text{ KN/ml}$$

### II.2.2.5 Escalier :

a) Palier

Tableau II.6 charge de palier

Désignation	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	22	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.02	0.36
Poids propre de palier	25	0.15	3.75
Enduit en plâtre	12	0.12	0.24

$$G = 5.23 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$$

b) Paillasse :

**Tableau II.7 charge de paillasse**

Désignation	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier horizontale	20	0.02	0.40
Carrelage conter marche	$20 \times \frac{0.17}{0.3}$	0.02	0.22
Mortier verticale	$20 \times \frac{0.17}{0.3}$	0.02	0.22
Paillasse en BA	25	0.15	3.75
Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
Contremarche	$25 \times \frac{0.17}{0.3}$		2.12
			G=7.35 KN/m <sup>2</sup>
			Q=2.5 KN/m

### II.3. Conclusion :

Cette étape représente le point départ et la base de la justification a la résistance .la stabilité et la durabilité de l'ouvrage ,nous a permis d'avoir une idée sur les dimensions des éléments structuraux afin d'éviter un surdimensionnement d'acier et du béton .



# Chapitre III

## Etude Du Plancher



## Chapitre III: Etude du plancher

### III.1. Introduction :

Les plancher sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtement de sol

Comme notre projet est a usage de commerce ,bureaux et d'habitation ,on adopte plancher a corps creux le plancher est constitué par des poutrelles en béton armé sur lesquelles reposent les hourdis en béton

Les poutrelles sont disposés suivant la petite porté et elle travaillent dans une seule direction

### III.2. Etude des poutrelles :

#### III.2.1 Dimensionnement des poutrelles :

-Les poutrelles sont des poutres a section en T associées a des planchers

-Les planchers sont des éléments horizontaux formant des surfaces libres pour différentes exploitations (commerciale, habitation, ...etc.), ils ont une faible épaisseur par rapport a leurs dimensions en plan, et ils servent pour supporter les différentes charges et surcharges et les transmettre aux éléments porteurs (poutres principales).

Dans notre structure on a un seul type de plancher ( plancher a corps creux ) (dimensionner dans le chapitre précédant )

Un plancher à corps creux  $h_t = 21$  cm

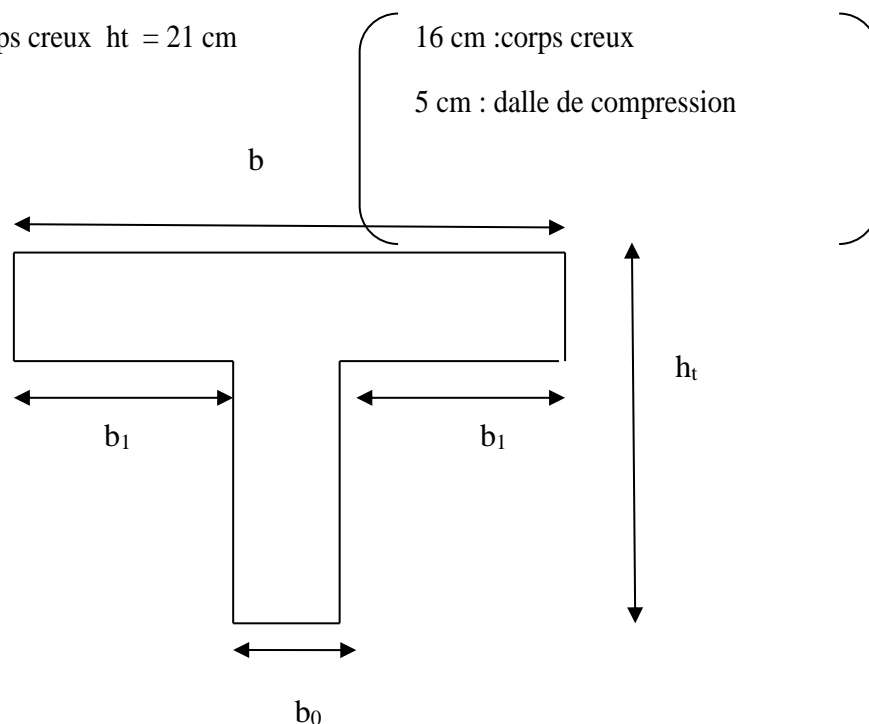


Figure III.2 coupe a-a d'une poutrelle

Donc on a des poutrelle de :



## Chapitre III: Etude du plancher

---

$$h_t = 21 \text{ cm}$$

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

$$h_0 = 5 \text{ cm}$$

✓ Calcul de la largeur (b) de la poutrelle :

$$b = 2b_1 + b_0$$

$$l = 4.95 \text{ m}$$

$$l_1 = 65 \text{ cm}$$

$$b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{l - b_0}{2} \\ b_1 \leq l/10 \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{65 - 12}{2} = 26.5 \text{ cm} \\ b_1 \leq 495/10 = 49.5 \text{ cm} \\ 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend  $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

$$b = 2(26.5) + 12 = 65 \text{ cm}$$

donc on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 65 \text{ cm} \\ b_0 = 12 \text{ cm} \\ b_1 = 26.5 \text{ cm} \\ h_0 = 5 \text{ cm} \\ h_t = 21 \text{ cm} \end{array} \right.$$

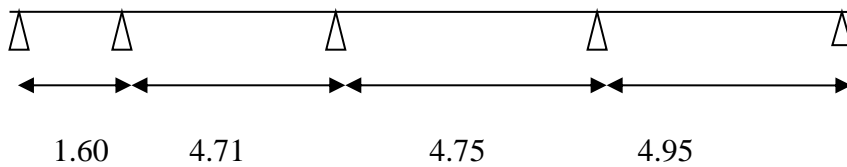
### III.2.2 Evaluation des charges sur les poutrelles :

Tableau III.1 les charges

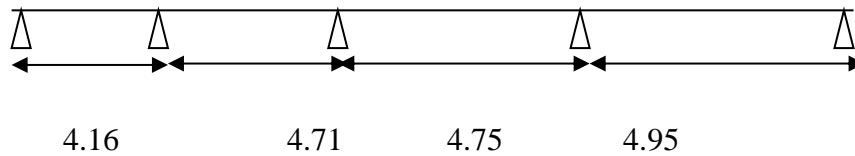
Niveaux	$G(\text{kN/m}^2)$	$Q(\text{kN/m}^2)$	$h(\text{cm})$	ELU (KN/ml) ( $1.35G+1.5Q$ ) $b$	ELS (KN/ml) ( $G+Q$ ) $b$
Terrasse inaccessible	6.73	1	0.65	6.88	5.02
RDC	5.6	5	0.65	9.78	6.89
Etages 1 à 5 (bureaux)	5.6	2.5	0.65	7.35	5.26
5 à 9 (logements)	5.6	1.5	0.65	6.37	4.61

### III.2.3 Les types de poutrelles :

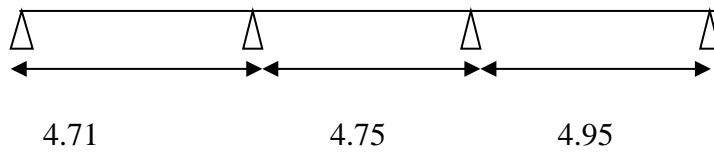
- Type 1



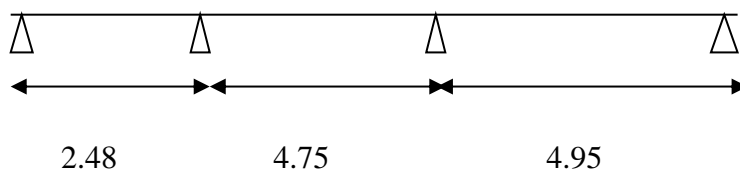
- Type 02 :



- Type 03 :



- Type 04 :

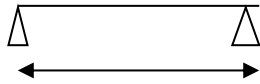


- Type 05 :



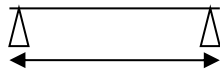
5.91

- Type 06 :



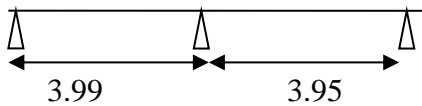
4.92

- Type 07 :



3.99

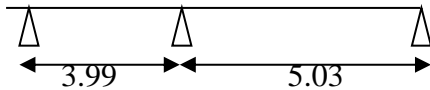
- Type 08 :



3.99

3.95

- Type 09 :



3.99

5.03

Figure III.3 les types des poutrelles

### III.2.4 Détermination des efforts internes :

Dans notre projet on a plusieurs types de poutrelles ,donc on prend un seul type (08) comme un exemple de calcul ,au niveau de plancher étage courant (logement ) et on a déterminer les efforts internes par la méthodes des trois moments .les autres sont calculés directement par logiciel SAP2000 et on pose les résultats trouvés dan un tableau récapitulatif

$$L1= 3.99 ,L2=3.95$$

On supposant :  $M_0=0 \text{ KN.m}$  , $M_2=0 \text{ KN.m}$

$$G= 5.6 \text{ KN/m}^2 ,Q=1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u = (1.35G+1.5Q) \times 0.65 =6.37 \text{ KN/ml}$$

$$Q_s=(G+Q) \times 0.65 =4.61 \text{ KN/ml}$$

✚ à ELU :

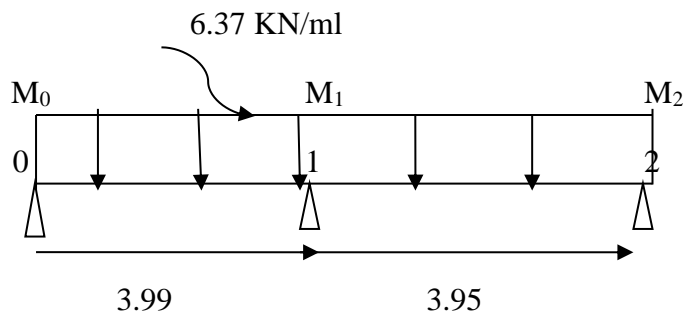


Figure III.3 Schéma statique type 08 à ELU

L'équation des trois moments s'écrit :

$$M_{i-1}L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}L_i + 6A_i = 0$$

Avec :

$$A_i = R_{ig} + R_{id}$$

Donc :

$$3.99M_0 + 2(3.99 + 3.95)M_1 + 3.95M_2 + 6A_1 = 0$$

$$15.88M_1 + 6A_1 = 0$$

➤ Calcul  $A_1$  :

$$A_i = R_{ig} + R_{id}$$

$$R_{g1} = \frac{qu \times l^3}{24} = \frac{6.37}{24} \times (3.99)^3 = 16.86 \text{ KN}$$

$$R_{d1} = \frac{qu \times l^3}{24} = \frac{6.37}{24} \times (3.95)^3 = 16.36 \text{ KN}$$

$$\text{Alors : } A_i = 16.85 + 16.35 \quad \rightarrow \quad A_i = 33.22 \text{ KN}$$

➤ Calcul  $M_1$

$$15.88M_1 + 6(33.22) = 0$$

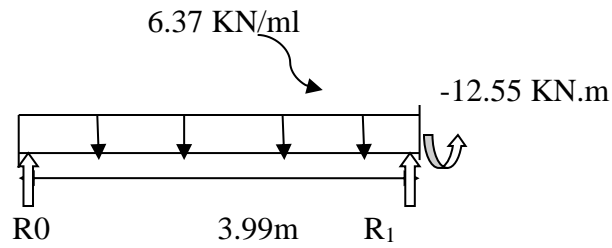
$$M_1 = -199.30 / 15.88$$

$$M_1 = -12.55 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments et des efforts tranchants :

Travée 0-1 :

## Chapitre III: Etude du plancher



$$\sum M/1=0$$

$$R_0 L_0 - q_u l_0^2 / 2 - M_1 = 0$$

$$R_0 = 9.56 \text{ KN}$$

$$0 \leq x \leq 3.99 \text{ m}$$

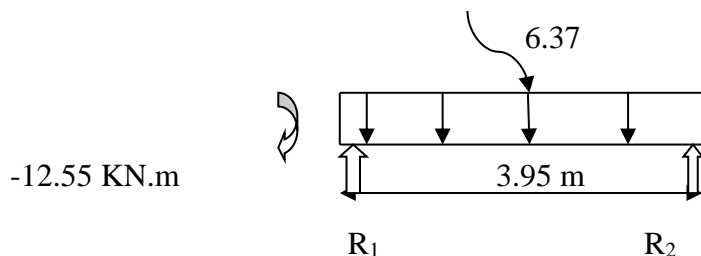
$$M(x) = R_0 x - q_u x^2 / 2 \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(3.99) = -12.55 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$T(x) = R_0 - q_u x \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 9.56 \text{ KN} \\ T(3.99) = -15.87 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M_{\max} \text{ si } T(x) = 0 \longrightarrow x = \frac{R_0}{q_u} \longrightarrow x = 1.50 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 7.2 \text{ KN.m}$$

Travée 1-2 :



$$\sum M/2=0$$

$$R_1 L_1 - q_u l_1^2 / 2 + M_1 = 0$$

## Chapitre III: Etude du plancher

$$R_1 = 15.76 \text{ KN}$$

$$0 \leq x \leq 3.95 \text{ m}$$

$$M(x) = R_1 x - q_u x^2 / 2 + M_1 \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = -12.55 \text{ KN.m} \\ M(3.95) = 0 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$T(x) = R_1 - q_u x \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 15.76 \text{ KN} \\ T(3.95) = -9.40 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M_{\max} \text{ si } T(x) = 0 \longrightarrow x = \frac{R_1}{q_u} \longrightarrow x = 2.47 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 6.94 \text{ KN.m}$$

- ❖ Utilisation logiciel SAP2000 :  
ELU : effort tranchant

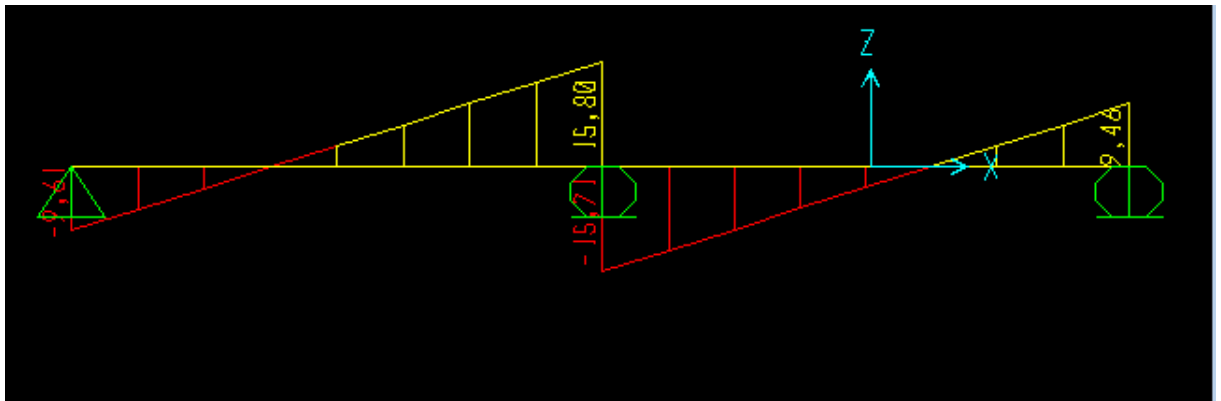


Figure III.3 : ELU : effort tranchant

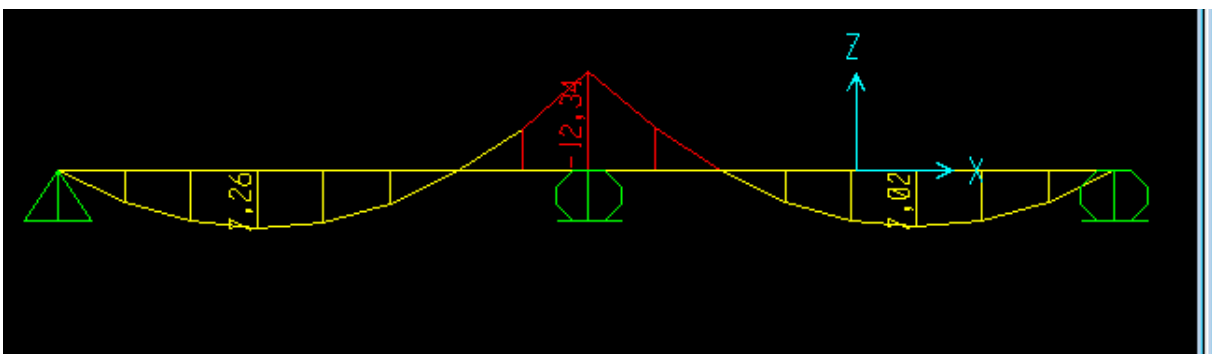


Figure III.4 : ELU : moment fléchissant

✚ à ELS :

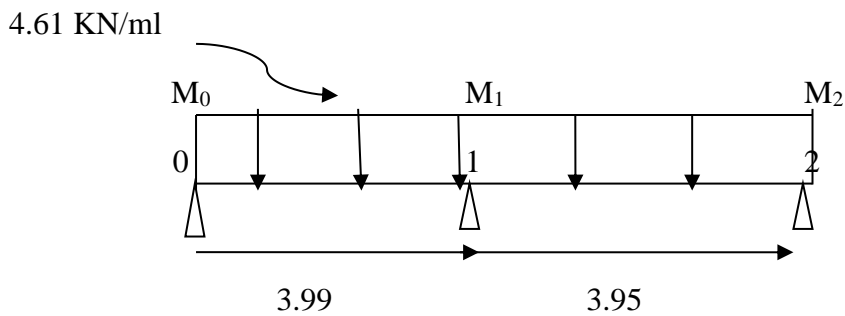


Figure III.5 Schéma statique type 08 à ELS

L'équation des trois moments s'écrit :

$$M_{i-1}L_i + 2M_i(L_i + L_{i+1}) + M_{i+1}L_i + 6A_i = 0$$

Avec :

$$A_i = R_{ig} + R_{id}$$

Donc :

$$3.99M_0 + 2(3.99 + 3.95)M_1 + 3.95M_2 + 6A_1 = 0$$

$$15.88M_1 + 6A_1 = 0$$

➤ Calcul  $A_1$  :

$$A_i = R_{ig} + R_{id}$$

$$R_{g1} = \frac{qu \times l^3}{24} = \frac{4.61}{24} \times (3.99)^3 = 12.20 \text{ KN}$$

$$R_{d1} = \frac{qu \times l^3}{24} = \frac{4.61}{24} \times (3.95)^3 = 11.93 \text{ KN}$$

$$\text{Alors : } A_i = 12.20 + 11.93 \quad \rightarrow \quad A_i = 24.13 \text{ KN}$$

➤ Calcul  $M_1$

$$15.88M_1 + 6(24.13) = 0$$

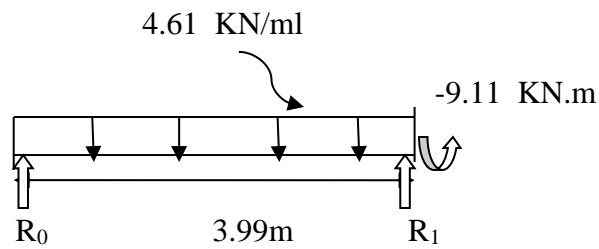
$$M_1 = -144.78 / 15.88$$

$$M_1 = -9.11 \text{ KN.m}$$

➤ Calcul des moments et des efforts tranchants :

## Chapitre III: Etude du plancher

Travée 0-1 :



$$\sum M/1=0$$

$$R_0 L_0 - q_u l_0^2 / 2 - M_1 = 0$$

$$R_0 = 6.91 \text{ KN}$$

$$0 \leq x \leq 3.99 \text{ m}$$

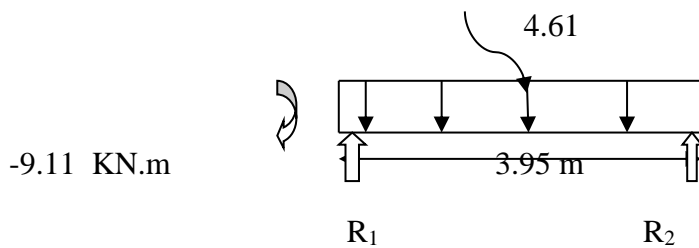
$$M(x) = R_0 x - q_u x^2 / 2 \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(3.99) = -9.11 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$T(x) = R_0 - q_u x \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 6.91 \text{ KN} \\ T(3.99) = -11.48 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$M_{\max} \text{ si } T(x) = 0 \longrightarrow x = \frac{R_0}{q_u} \longrightarrow x = 1.50 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 5.17 \text{ KN.m}$$

Travée 1-2 :



$$\sum M/2=0$$

$$R_1 L_1 - q_u l_1^2 / 2 + M_1 = 0$$

$$R_1 = 11.41 \text{ KN}$$

$$0 \leq x \leq 3.95 \text{ m}$$

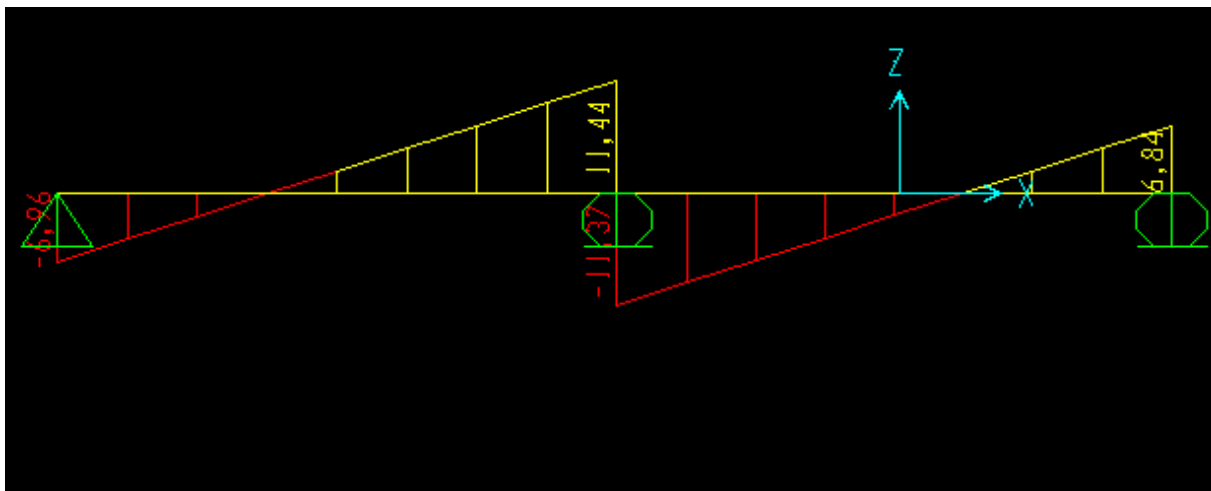


$$M(x) = R_1 x - q_u x^2 / 2 + M_1 \quad \begin{cases} M(0) = -9.11 \text{ KN.m} \\ M(3.95) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

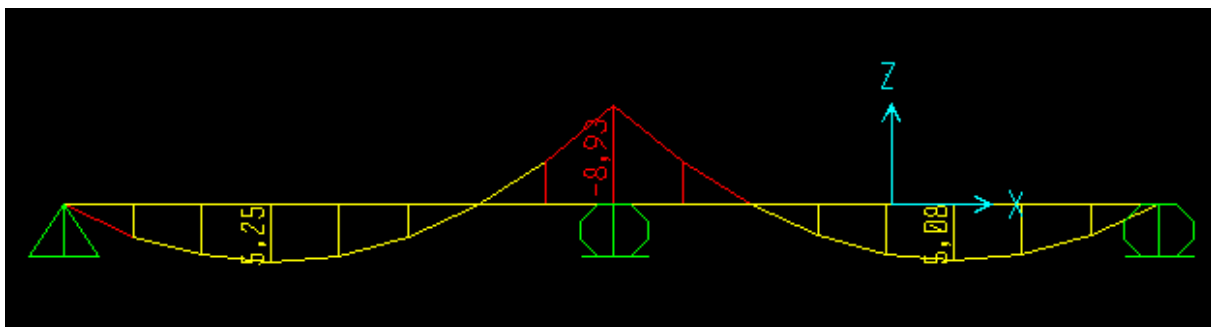
$$T(x) = R_1 - q_u x \quad \begin{cases} T(0) = 11.41 \text{ KN} \\ T(3.95) = -6.79 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M_{\max} \text{ si } T(x) = 0 \longrightarrow x = \frac{R_1}{q_u} \longrightarrow x = 2.47 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 5.01 \text{ KN.m}$$



**Figure III.6 : ELS : effort tranchant**



**Figure III.7 : ELS : moment fléchissant**

Les résultats des moments et effort tranchant obtenue par logiciel SAP 2000 sont représenté dans le tableaux suivant :

Tableaux III.2 Récapitulatif des moments et des effort tranchants

Plancher	Type	ELU			ELS		
		M appui (KN.m)	M travée (KN.m)	T (KN)	M appui (KN.m)	M travée (KN.m)	T (KN)
<b>RDC</b>	1	24.27	19.05	29.11	17.10	13.42	20.51
	2	24.62	18.91	29.18	17.34	13.32	20.56
	3	23.42	19.39	28.94	16.50	13.66	20.39
	4	25.58	18.52	29.37	18.02	13.05	20.69
	5	-	42.70	28.90	-	30.08	20.36
	6	-	29.59	24.06	-	20.85	16.95
	7	-	19.46	19.51	-	13.71	13.75
	8	18.95	11.14	24.26	13.35	7.85	17.09
	9	25.52	19.36	29.67	17.98	13.63	20.90

Plancher	Type	ELU			ELS		
		M appui (KN.m)	M travée (KN.m)	T (KN)	M appui (KN.m)	M travée (KN.m)	T (KN)
<b>Etage (1à5) Bureaux</b>	1	18.24	14.32	21.88	17.10	13.42	20.51
	2	18.50	14.21	21.93	13.06	10.24	15.66
	3	17.60	14.57	21.75	12.60	10.43	15.56
	4	19.23	13.92	22.08	13.76	9.96	15.80
	5	-	32.09	21.72	-	22.97	15.54
	6	-	22.24	18.08	-	15.92	12.94
	7	-	14.63	14.66	-	10.47	10.49
	8	14.24	8.37	18.23	10.19	5.99	13.05
	9	19.18	14.54	22.30	13.79	10.41	15.96

		ELU			ELS		
Plancher	Type	M appui (KN.m)	M travée (KN.m)	T (KN)	M appui (KN.m)	M travée (KN.m)	T (KN)
<b>Etage (5à9) Logement</b>	1	15.81	12.41	18.96	11.44	9.28	13.72
	2	16.03	12.32	19.00	11.60	8.91	13.75
	3	15.26	12.63	18.85	11.04	9.14	13.64
	4	16.66	12.06	19.13	12.06	8.73	13.85
	5	-	27.81	18,82	-	20,13	13,62
	6	-	19.27	15.67	-	13.95	11,34
	7	-	12,68	12,71	-	9.17	9.20
	8	12,34	7,26	15,80	8,93	6,25	11,44
	9	16.62	12.60	19.33	12.00	9.12	13.99

		ELU			ELS		
Plancher	Type	M appui (KN.m)	M travée (KN.m)	T (KN)	M appui (KN.m)	M travée (KN.m)	T (KN)
<b>Terrasse Inaccessible</b>	1	17.07	13.40	20.48	12.46	9.78	14.94
	2	17.32	13.30	20.53	12.64	9.71	14.98
	3	16.48	13.64	20.36	12.02	9.95	14.85
	4	18.00	13.03	20.66	13.13	9.51	15.08
	5	-	30.04	20.33	-	21.92	14.83
	6	-	20.82	16.92	-	15.19	12.35
	7	-	13.69	13.73	-	9.99	10.01
	8	13.33	7.84	17.07	9.73	6.72	12.45
	9	17.95	13.61	20.87	13.10	9.93	15.23

III.2.5 ferrailage des poutrelles (flexion simple) :

On prend type 8 plancher étage courante (logement)

\*ELU

En Travée :

$$M_{\max} = 7.26 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = 0.00726 \text{ MN.m}$$

$$M_t = b h_0 f_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

## Chapitre III: Etude du plancher

$$b=0.65 \text{ m} \quad ,h=21 \text{ m} \quad ,h_0=0.05 \text{ m} \quad , \quad d=0.9h= 0.189 \text{ m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0.65 \times 0.05 \times 14.17 \times \left(0.189 - \frac{0.05}{2}\right)$$



$$M_t = 0.0752 \text{ KN.m}$$

$$M_u \leq M_t$$

Donc c'est une section rectangulaire fictive  $b \times h$  ( $0.65 \times 0.21$ )

On utilise l'organigramme de section rectangulaire pour calculer ferrailage

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0.00726}{0.65 \times 0.189^2 \times 14.17} = 0.022$$



$$\mu_u = 0.022 \leq \mu_R = 0.392$$

Donc c'est une section a simple armature

Les armature comprimé ne sont pas nécessaire

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.028$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.19$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{st}}{z \sigma_{st}} = \frac{0.00726}{0.19 \times 347.82} = 1.10 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le choix : } 2 \text{ T } 12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : (B A E L 91 )

$$A_{st} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times 65 \times 18.9 \times \frac{2.1}{400}$$

## Chapitre III: Etude du plancher

$$A_{st} \geq 1.48$$

$$A_{st} = 2.26 \text{ cm}^2 \geq 1.48 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{C.V}$$

En appui :

$$M_{\max} = 12.34 \text{ KN}$$

$$M_{\max} = 0.01234 \text{ MN.m}$$

$$M_t = b h_0 f_{bc} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$b = 0.65 \text{ m}, h = 0.21 \text{ m}, h_0 = 0.05 \text{ m}, d = 0.9h = 0.189 \text{ m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$M_t = 0.65 \times 0.05 \times 14.17 \times \left( 0.189 - \frac{0.05}{2} \right)$$



$$M_t = 0.0752 \text{ KN.m}$$

$$M_u \leq M_t$$

Donc c'est une section rectangulaire fictive  $b \times h$  ( $0.65 \times 0.21$ )

On utilise l'organigramme de section rectangulaire pour calculer ferrailage

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0.01234}{0.65 \times 0.189^2 \times 14.17} = 0.0375$$



$$\mu_u = 0.0375 \leq \mu_R = 0.392$$

Donc c'est une section à simple armature

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.047$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.19$$

## Chapitre III: Etude du plancher

---

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{st}}{z \sigma_{st}} = \frac{0.01234}{0.19 \times 347.82} = 1.86 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le choix : } 1T14 + 1T12 = 2.67 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : (B A E L 91 )

$$A_{st} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times 65 \times 18.9 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st} \geq 1.48$$

$$A_{st} = 2.67 \text{ cm}^2 \geq 1.48 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{C.V}$$

\*Vérification a ELS :

En travée :

$$M_s = 6.25 \text{ KN}$$

$$M_s = 0.00625 \text{ MN.m}$$

\*position de l'axe neutre :

Hyp :axe neutre dans la table :

$$b \frac{x^2}{2} + n A_{sc} (x-d') - n A_{st} (d-x) = 0$$

$$A_{sc} = 0, A_{st} = 2.26 \text{ cm}^2$$

$$n = 15, b = 0.65 \text{ cm}, d' = 0.189 \text{ cm}$$

on remplace dans l'équation :

$$65 \times \frac{x^2}{2} - 15 \times 2.26 (18.9 - x) = 0$$

$$X = 3.94 \text{ cm} \leq h_0 = 5 \text{ cm}$$

Donc l'hypothèse est vérifiée ( l'axe neutre dans la table )

$$I = b \frac{x^3}{3} + n A_{sc} (x-d')^2 + n A_{st} (d-x)^2$$

$$I = 65 \frac{x^3}{3} + 15 \times 2.26 \times (18.9 - x)^2$$

$$I = 8912.072 \text{ cm}^4$$

**vérification des contraintes :**

## Chapitre III: Etude du plancher

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.00625 \times 3.94}{8912.072} = 2.763 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.673 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n M_s \cdot (d-x)}{I} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n M_s \cdot (d-x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 0.00625 \times (18.9 - 3.94)}{8912.072} = 157.370 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) \longrightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266.67, 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 157.370 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

ELS est vérifié

Le ferrailage qui sera disposé au niveau de travée est  $A_{st} = 2 \text{ T12} = 2.26 \text{ cm}^2$

En appui :

$$M_s = 8.93 \text{ KN}$$

$$M_s = 0.00893 \text{ MN.m}$$

\*position de l'axe neutre :

Hyp : axe neutre dans la table :

$$b \frac{x^2}{2} + n A_{sc} (x-d') - n A_{st} (d-x) = 0$$

$$A_{sc} = 0, A_{st} = 2.67 \text{ cm}^2$$

$$n = 15, b = 0.65 \text{ cm}, d' = 0.189 \text{ cm}$$

## Chapitre III: Etude du plancher

---

on remplace dans l'équation :

$$65 \times \frac{x^2}{2} - 15 \times 2.67 (18.9 - x) = 0$$

$$X = 4.24 \text{ cm} \leq h_0 = 5 \text{ cm}$$

Donc l'hypothèse est vérifiée ( l'axe neutre dans la table )

$$I = b \frac{x^3}{3} + n A_{sc} (x-d')^2 + n A_{st} (d-x)^2$$

$$I = 65 \frac{x^3}{3} + 15 \times 2.67 \times (18.9 - x)^2$$

$$I = 10258.91 \text{ cm}^4$$

**vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \cdot x}{I} \leq \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.00893 \times 4.24}{10258.91} = 2.763 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.673 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n Ms \cdot (d-x)}{I} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n Ms \cdot (d-x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 0.00893 \times (18.9 - 4.24)}{10258.91} = 191.41 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) \longrightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266.67, 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$



## Chapitre III: Etude du plancher

---

$$\sigma_{st} = 191.41 \text{ MPa} \leq \sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots \text{C.V}$$

ELS est vérifié

Le ferrailage qui sera disposé au niveau de travée est  $A_{st} = 1T14 + 1T12 = 2.67 \text{ cm}^2$

### III.2.6 Vérification au cisaillement :

$$\tau_u \leq \tau_l$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d}$$

Avec :  $b_0 = 0.12 \text{ m}$  ,  $d = 0.189 \text{ m}$  ,  $T_u = 15.80 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{15.80}{0.12 \times 0.189} = 0.69 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable

$$\tau_l = \min \left( 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} , 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_l = \min \left( 0.15 \times \frac{25}{1.5} , 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_l = \min ( 2.5 , 4 \text{ MPa} ) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$0.69 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots\dots \text{C.V}$$

### III.2.7 Vérification au glissement :

-En appui :

$$T_{u \max} - \frac{M_u}{0.9 \times d} \leq 0$$

Avec :  $T_{u \max} = 15.80 \text{ KN}$  ,  $M_u = 12.34 \text{ KN.m}$

$$15.80 - \frac{12.34}{0.9 \times 0.189} \leq 0$$

$$-56.74 \leq 0 \dots\dots \text{C.V}$$

### III.2.8 Vérification de la flèche :

$$f \leq f_{adm}$$

$$\text{avec : } f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.5 \text{ cm}$$

$$L = 4.63 \text{ m}$$

## Chapitre III: Etude du plancher

$$f_{adm}=0.96 \text{ cm}$$

❖ Calcul f :

$$I_0 = \frac{b \cdot h^3}{12} + 15 \cdot A_{st} \cdot \left(\frac{h}{2} - d\right)^2$$

$$I_0 = \frac{0.65 \times 0.21^3}{12} + 15 \cdot 2.26 \cdot 10^{-4} \cdot \left(\frac{0.21}{2} - 0.021\right)^2$$

$$I_0 = 5.0169 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\bullet \lambda_i = \frac{0.05 \times ft_{28}}{\varphi(2+3 \times \frac{b_0}{b})}$$

avec :

$$\varphi = \frac{A_{st}}{b_0 \times d} = \frac{2.26 \cdot 10^{-4}}{0.12 \times 0.189} = 9.964 \cdot 10^{-3}$$

Donc :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{9.964 \cdot 10^{-3} (2 + 3 \times \frac{0.12}{0.65})} = 4.13$$

$$\bullet \mu = 1 - \frac{1.75 \times ft_{28}}{4\varphi\sigma_s + ft_{28}} = 0.76$$

$$\bullet I_{fi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \mu \times \lambda_i} = \frac{1.1 \times 5.0169 \cdot 10^{-4}}{1 + 0.76 \times 4.13} = 1.33 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\bullet \frac{1}{\gamma} = \frac{M \text{ ser appui}}{E_i \times L f_i} \text{ avec } E_i = 11000^3 \sqrt{f_c 28} = 32164.19 \text{ MPa}$$

$$\frac{1}{\gamma} = \frac{8.93 \cdot 10^{-3}}{32164.19 \times 1.33 \cdot 10^{-4}} = 2.08 \cdot 10^{-3}$$

Donc la flèche :

$$f = \frac{L^2}{10} \times \frac{1}{\gamma} = 4.45 \cdot 10^{-3} \text{ m}$$

$$f = 0.445 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0.96 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

### III.2.9 Justification des armatures :

#### III.2.9.1 armature transversale :

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \varphi_{Lmin}\right)$$

$$\varphi_t \leq \min\left(\frac{210}{35}, \frac{120}{10}, 12\right)$$

$$\varphi_t \leq \min(6, 12, 12)$$

$$\varphi_t \leq 6 \text{ mm}$$

## Chapitre III: Etude du plancher

---

$$\varphi_t = 6 \text{ mm}$$

Donc on prend  $\varphi 6$

### III.2.10 Calcul de l'espacement :

On a deux méthodes pour calculer l'espacement :

-série de caquot

-réparation suivant RPA

Nous utilisons la répartition suivant RPA, d'après le RPA 99 on a :

\*zone nodale :

$$S' \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\varphi_{Lmin}, 30 \text{ cm}\right) \quad \text{et } L = 2h$$

$$S' \leq \min\left(\frac{2l}{4}, 12 \times 2, 30 \text{ cm}\right)$$

$$S' \leq \min(5.25, 24, 30 \text{ cm})$$

$$S' \leq 5.25 \text{ cm}$$

On prend  $s' = 5 \text{ cm}$

\*zone courante :

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

$$S \leq \frac{2l}{2}$$

$$S \leq 10.5$$

On prend  $s = 10 \text{ cm}$

### Condition de non fragilité

$$\frac{A_t f_e}{b_0 s_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{ MPa}\right)$$

$$0.94 \geq 0.4 \text{ MPa} \quad \dots\dots \text{ C.V}$$

### III.2.11 Arrêt des armatures principales :

D'après BAEL 91, les chapeaux sur appui doivent déborder du nœud de l'appui d'au moins :

$\frac{L}{5}$  de la longueur la plus grande travée voisine pour les appuis n'appartenant pas à une travée de rive

$\frac{L}{4}$  de la longueur de la plus grande travée voisine, si l'appui appartient à une travée de rive

### l'ancrage des armatures :

## Chapitre III: Etude du plancher

1) la longueur de scellement droit ;

$$L_s = \frac{\varphi f_e}{4\tau_s}$$

Avec :

$\tau_s$  : la valeur limite de la contrainte d'adhérence est calculée de la manière suivante :

$x = 1.5$  (pour HA)

$$\overline{\tau_s} = 0.6(x)^2 f_{ij} = 2.83 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.83} = 42.402 \text{ cm}$$

2) ancrage courbe :

On adopte un crochet de 90°

$\theta$	90
$\alpha$	1.87
$\beta$	2.19
Li	10 $\varphi$

$l_2 = l_s - \alpha l_1 - \beta r$  avec :  $r = 3\varphi$ ,  $r = 5.5\varphi$  pour HA

$$r = 5.5 \times 1.2 = 6.6 \text{ cm}$$

$$l_1 = 10 \times \varphi = 10 \times 1.2 = 12 \text{ cm}$$

$$l_2 = 42.402 - 1.87 \times 12 - 2.19 \times 6.6 = 5.50 \text{ cm}$$

$$l = l_2 + r + \frac{\varphi}{2}$$

$$l = 5.50 + 6.6 + \frac{1.2}{2}$$

$$l = 12.7 \text{ cm}$$

### III.2.12 ferrailage de la dalle de compression :

ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles
- 30 cm dans le sens perpendiculaire aux poutrelles

### Chapitre III: Etude du plancher

---

D'après le (BAEL 91 ) :

Si :

$$\left. \begin{array}{l} 50 \leq L1 \leq 80 \text{ cm} \\ L1 \leq 50 \text{ cm} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \longrightarrow A1 = \frac{4L1}{f_e} \\ \longrightarrow A2 = \frac{200}{f_e} \end{array}$$

Avec :

L1 : la distance entre axe des poutrelles (L1=65 cm )

A1 : L'armature perpendiculaire aux poutrelles

A2 : L'armature parallèle aux poutrelles

\*pour les armatures perpendiculaire aux poutrelles :

Fe=500 MPa , L1= 65 cm

$$A1 = \frac{4 \times 65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2$$

On prend 5T5 =0.98 cm<sup>2</sup>

$$St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

On prend st = 20 cm

\*pour les armatures parallèle aux poutrelles :

Fe=500 MPa , L1= 65 cm

$$A2 = \frac{200}{500} = 0.26 \text{ cm}^2$$

On prend 4T5 =0.79 cm<sup>2</sup>

$$St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

On prend st = 20 cm

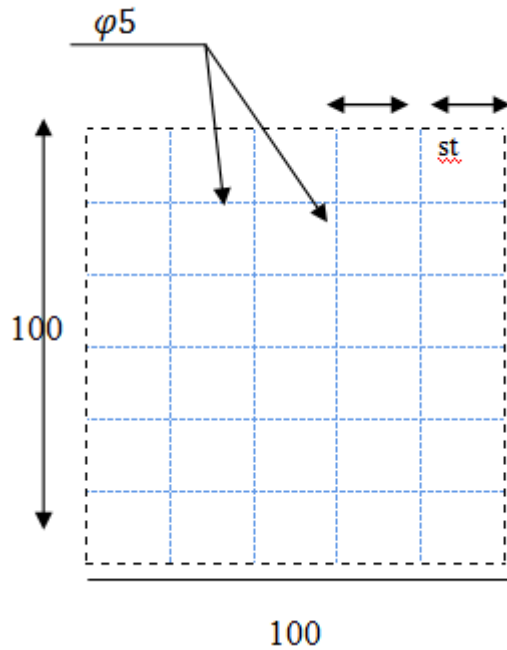


Figure III.8 : ferrailage de la dalle de compression

Les résultats du ferrailage des poutrelles sont résumé dans le tableaux suivant :

**Tableaux III.3 : tableaux récapitulatif du ferrailage des poutrelle**

poutrelle	Type	Ferrailage calculé (cm <sup>2</sup> )		Ferrailage choisi (cm <sup>2</sup> )		Cadre (mm)	Esp (cm <sup>2</sup> )
		Travée	Appui	Travée	Appui		
RDC	1	3.04	3.87	3T20	2T20	$\varphi 6$	Zone courante : s'=5cm
	2	3.02	3.93	3T20	2T20		
	3	3.09	3.74	3T20	2T20		
	4	2.95	4.08	3T20	2T20		
	5	7.22	0	3T20	2T20		Zone nodale : s=10cm
	6	4.72	0	3T20	2T20		
	7	3.10	0	3T20	2T20		
	8	1.77	3.02	3T20	2T20		
	9	3.09	4.07	3T20	2T20		

### Chapitre III: Etude du plancher

poutrelle	Type	Ferrailage calculé (cm <sup>2</sup> )		Ferrailage choisi (cm <sup>2</sup> )		Cadre (mm)	Esp (cm <sup>2</sup> )
		Travée	Appui	Travée	Appui		
Etage (1à5) bureaux	1	3.04	3.87	3T20	2T20	φ6	Zone courante : s'=5cm
	2	3.02	3.93	3T20	2T20		
	3	3.09	3.74	3T20	2T20		
	4	2.95	4.08	3T20	2T20		
	5	7.22	0	3T20	2T20		Zone nodale : s=10cm
	6	4.72	0	3T20	2T20		
	7	3.10	0	3T20	2T20		
	8	1.77	3.02	3T20	2T20		
	9	3.09	4.07	3T20	2T20		

poutrelle	Type	Ferrailage calculé (cm <sup>2</sup> )		Ferrailage choisi (cm <sup>2</sup> )		Cadre (mm)	Esp (cm <sup>2</sup> )
		Travée	Appui	Travée	Appui		
Etage (5à9) logement	1	3.04	3.87	3T20	2T20	φ6	Zone courante : s'=5cm
	2	3.02	3.93	3T20	2T20		
	3	3.09	3.74	3T20	2T20		
	4	2.95	4.08	3T20	2T20		
	5	7.22	0	3T20	2T20		Zone nodale : s=10cm
	6	4.72	0	3T20	2T20		
	7	3.10	0	3T20	2T20		
	8	1.77	3.02	3T20	2T20		
	9	3.09	4.07	3T20	2T20		

---

## **Chapitre IV**

### **Étude des éléments secondaires:**



### IV.1 Escalier:

Dans une structure la circulation verticale se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. L'escalier se compose d'une ou de plusieurs volées, comportant des marches et des paliers d'arrivée,

**H** : Hauteur 'étage

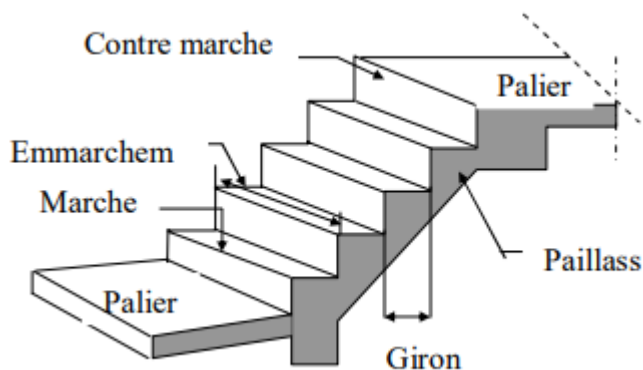
**g** : Giron

**ep** : épaisseur de paillasse

**h** : hauteur de la contre marche

**L** : la longueur de la paillasse pochetée

**n** : nombre de contre marche



#### a)-type 01 :

Nous utilisons la formule de BLANDEL :

Hauteur de la marche :  $16.5 < h < 17.5$  cm  $\longrightarrow$  on prend  $h = 17$  cm

**Le Giron** :  $60 < 2h+g < 64$  cm  $\Rightarrow$   $26 < h < 30$   $\longrightarrow$  on prend  $g = 30$  cm

**L'emmarchement** : On adopte un jour de : 1.60 m (cage d'ascenseur)

**Longueur de l'emmarchement** :  $L = (400-160) / 2 = 1.20$  m

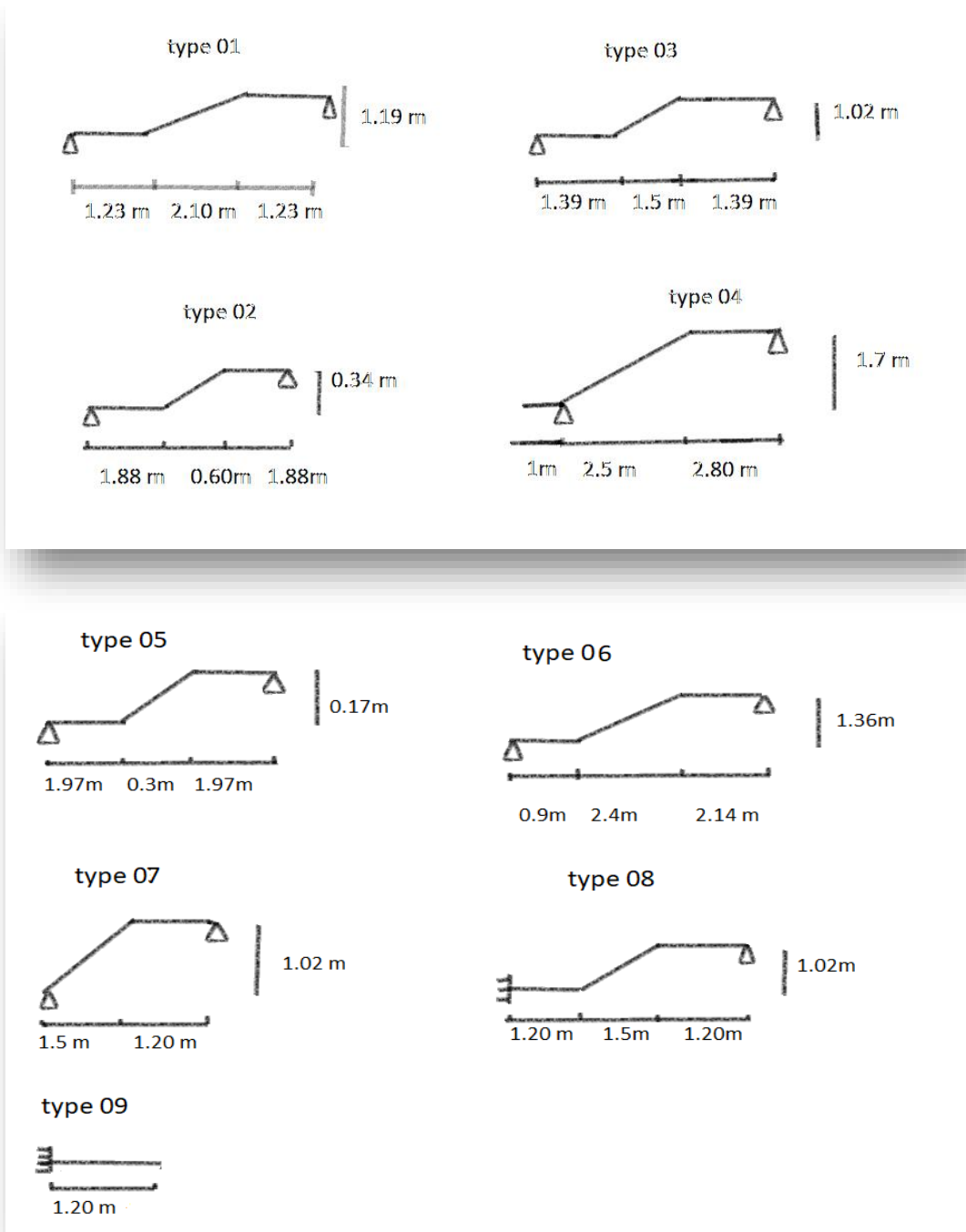
Nombre de marche :  $n = \frac{h}{0.17} = 7$  avec  $h = 1.19$  m

**Palier** :

Largeur de palier :  $l = 1.20$  m  $\longrightarrow$  L'épaisseur de palier :  $e = 15$  cm

### IV..1 Les différents types des escaliers:

Dans notre cas, nous avons 9 types de volées qui sont présentés ci-dessous :



FigIV.1 : les différents types des volées

**Tableau 1:**description d'escalier

Type	Nombre de marche	Nombre de contre marche	G
1	7	8	30
2	2	3	30
3	6	7	25
4	10	11	25
5	1	2	30
6	8	9	30
7	2	3	30
8	6	7	25
9	6	7	25

❖ **Charges et surcharges:**

Palier:

- Charge permanente:  $G=5,23KN/m^2$
- Charge d'exploitation :  $Q = 2,50KN/m^2$

Volée:

- Charge permanente:  $G=7,35KN/m^2$
- Charge exploitation :  $Q = 2,50KN/m^2$

❖ **Combinaison des charges :**

Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

A l'état limite ultime :

$$q_u = 1.35G + 1.5 Q$$

A l'état limite service :

$$q_{ser} = G + Q$$

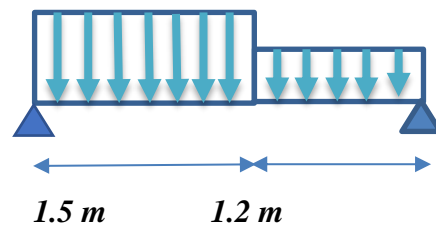
**TableauIV.2 : combinaison des charges de l'escalier.**

	$G (KN/M^2)$	$Q (KN/M^2)$	$Q_U (KN/M^2)$	$Q_{SER} (KN/M^2)$
Palier	5,23	2,5	10.81	7.73
Paillasse	7,35	2,5	13.67	9.85

Tableau IV3: les efforts internes pour les différentes type d'escaliers

TYPES	M <sub>UMAX</sub>	T <sub>UMAX</sub>	M <sub>S MAX</sub>	T <sub>S MAX</sub>
<u>1</u>	34.21	20.6	24.63	28.66
<u>2</u>	19.57	17.22	14.50	12.75
<u>3</u>	29.12	26.23	20.94	18.83
<u>4</u>	41.14	30.45	29.58	21.84
<u>5</u>	31.5	22.69	19.6	17.26
<u>6</u>	53.63	35.17	38.57	25.25
<u>7</u>	11.56	16.38	8.31	11.16
<u>8</u>	32.78	26.11	20.65	18.32
<u>9</u>	44.25	41.32	37.5	29.87

Calcul de type 07 :



*Elu :*

$$\sum F_v = 0 \quad -R_A + R_B - (10.23 \times 1.20) - (13.67 \times 1.5) = 0$$

$$R_A + R_B = 32.781$$

$$\sum M/A = (10.23 \times 1.20 \times 2.1) + (13.67 \times 1.5 \times 0.75) - R_B \times 2.7$$

$$R_A = 15.24 \text{ KN}$$

$$R_B = 17.54 \text{ KN}$$

Les moments fléchissent et l'efforts tranchant :

**0 < x < 1.5**

$$M(x) = R_A \times x - 13.67 \times \frac{x^2}{2} \quad M(0) = 0$$

$$M(1.5) = 10.93$$

**1.5 < x < 2.7**

## Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

$$M(x) = R_A \cdot x - 13.67 \times 1.5 \left(x - \frac{1.5}{2}\right) - 10.81 \times \frac{(x-1.5)^2}{2} \quad \left. \begin{array}{l} M(1.5) = 10.93 \\ M(2.7) = -6.61 \end{array} \right\}$$

$$T(x) = R_A - 13.67 \times 1.5 - 10.81 \times (x-1.5) \quad \left. \begin{array}{l} T(1.5) = -5.265 \\ T(2.7) = -18.23 \end{array} \right\}$$

$$M_{MAX} = 11.56 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

ELS :

$$\sum F_v = 0 \quad R_A + R_B - (7.73 \times 1.20) - (9.85 \times 1.5) = 0$$

$$R_A + R_B = 24.05$$

$$\sum M/A = (7.73 \times 1.20 \times 2.1) + (9.85 \times 1.5 \times 0.75) - R_B \times 2.7$$

$$R_A = 12.74 \text{ KN} \quad R_B = 11.31$$

Les moments fléchissent et l'efforts tranchant :

**0 < x < 1.5**

$$M(x) = R_A \cdot x - 9.85 \times \frac{x^2}{2} \quad \left. \begin{array}{l} M(0) = 0 \\ M(1.5) = 8.02 \end{array} \right\}$$

**1.5 < x < 2.7**

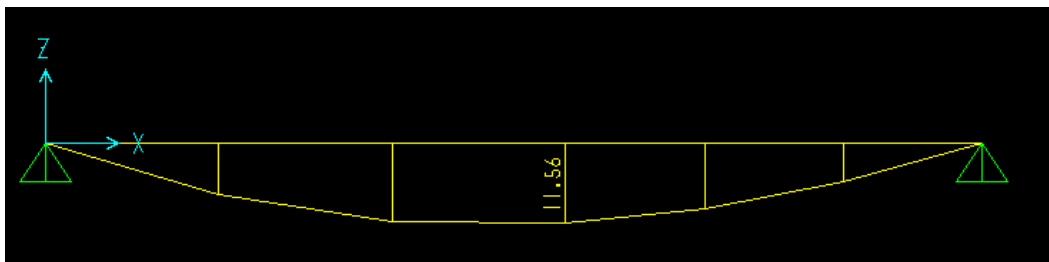
$$M(x) = R_A \cdot x - 9.85 \times 1.5 \left(x - \frac{1.5}{2}\right) - 7.73 \times \frac{(x-1.5)^2}{2} \quad \left. \begin{array}{l} M(1.5) = 8.02 \\ M(2.7) = 0.02 \end{array} \right\}$$

$$T(x) = R_A - 9.85 \times 1.5 - 7.73 \times (x-1.5) \quad T(1.5) = -2.96$$

$$T(2.7) = -13.38$$

$$M_{MAX} = 8.31 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

ELU



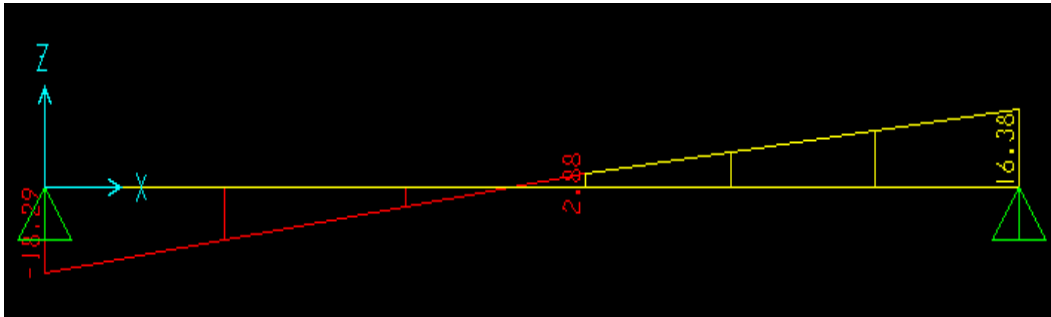


Fig IV. 2 : diagramme de moment et l'effort tranchant a ELU

ELS

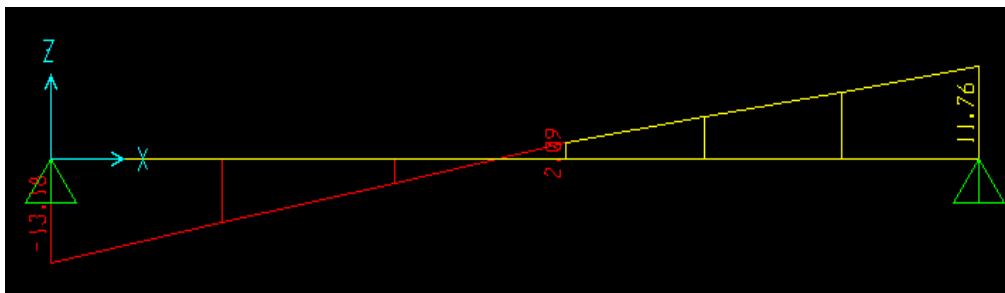
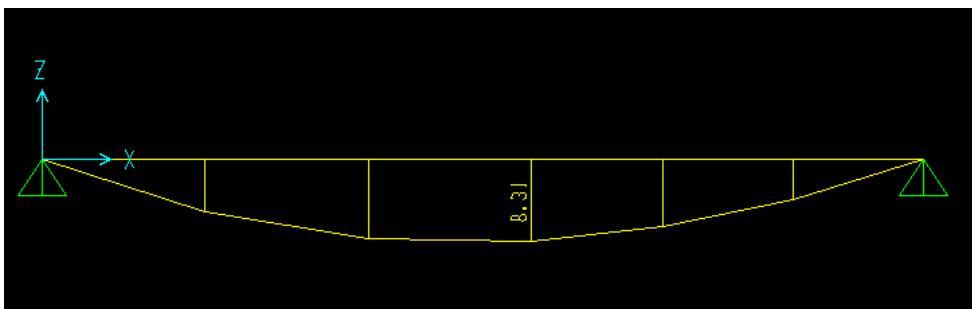


Fig IV.3 : diagramme de moment et l'effort tranchant a ELS

Calcul des armatures longitudinales a ELU :

On détermine les sections des armatures longitudinales en appui et en travée :

Avec  $b = 1\text{ml}$  ,  $h = 0.15\text{m}$  ,  $d = 0.135\text{ m}$  ,  $F_e = 400\text{ MPa}$  ,  $M_{(\text{appui})} = 5.78\text{ KN.m}$  ,  $M_{(\text{travée})} = 9.82\text{ KN.m}$

En travée :

$$M_u (\text{travée}) = 9.82\text{ KN.m}$$

$$\eta = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \gamma_{bc}} = \frac{9.82 \times 10^{-3}}{1 \times (0.135)^2 \times 14.17} = 0.038 < 0.392 = \eta_R$$

donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A_{SC}=0$ )

la section est à simple armature ;

$$\alpha = 1,25 \cdot [1 - (1 - 2 \mu_u)^{1/2}] = 0,048$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135 (1 - 0,4 \times 0,048) = 0,132$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \gamma_{st}} = \frac{9,82 \times 10^{-3}}{0,132 \times 347,83} = 2,295 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend } 4 \text{ T12} = 4,52 \text{ cm}^2$$

En appui :

$$M_u (\text{appui}) = 5,78 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \gamma_{bc}} = \frac{5,78 \times 10^{-3}}{1 \times (0,135)^2 \times 14,17} = 0,022 < 0,392 = \mu_R$$

donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A_{SC}=0$ )

la section est à simple armature ;

$$\alpha = 1,25 \cdot [1 - (1 - 2 \mu_u)^{1/2}] = 0,027$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,135 (1 - 0,4 \times 0,027) = 0,132$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \gamma_{st}} = \frac{5,78 \times 10^{-3}}{0,132 \times 347,83} = 1,25 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{ml}$$

$$\text{On prend } 2 \text{ T10} = 1,57 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures et les espacements :

❖ Armatures longitudinales :

D'après le RPA 99 V 2003, le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est donnée par :

$$\text{Condition de non fragilité : } A_{\min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,135 \times 2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

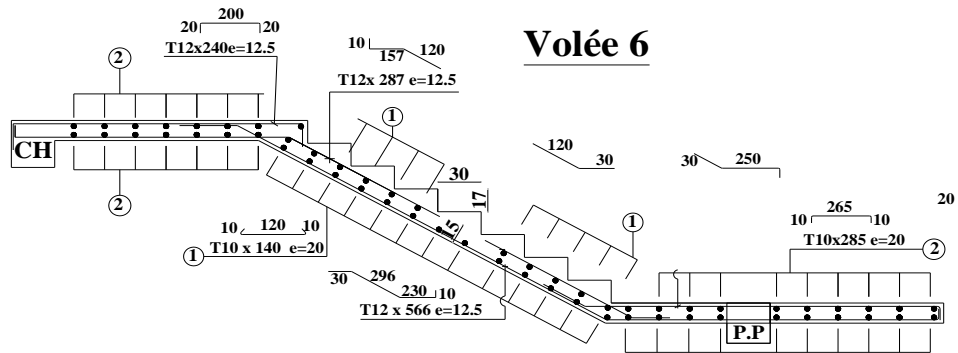
❖ Espacement des armatures :

$$St \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) \text{ (BAEL91)}$$

$$St = 100/7 = 14,28 \text{ cm} < \min(45 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) \quad \text{cv}$$

$$\text{On prend } St = 15 \text{ cm}$$

**Tableau IV. 3: armatures longitudinal et espacement adopté**



**Volée 2**

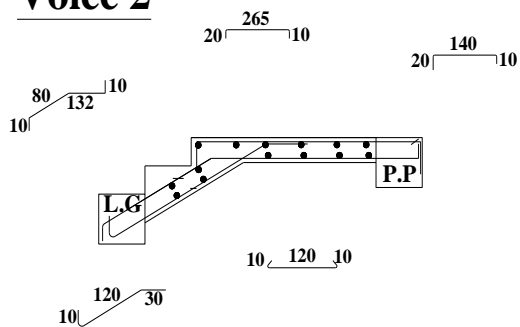


Fig IV.5 : dessin de ferrailage de deux volées



## Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

**Remarque :** pour l'étude d'escaliers ont dénombré 9 types dont j'ai fait l'étude de ferrailage de l'ensemble, mais pour le dessin je suis contenté sur 2 types qui me paraît suffisant

### ❖ Les armatures de répartitions:

D'après le BAEL 91 la quantité d'armatures de répartition dans le cas où il y a que des charges réparties est au moins égal à

$$A_{st} / 4$$

En travée      $A_r = 4.52 / 4 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$      on prend      $A_r = 4T10 = 3.14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

En appui      $A_r = 2.26 / 4 = 0.565 \text{ cm}^2/\text{ml}$      on prend      $A_r = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

### Vérification à ELS

D'après (C.B.A.93) : les escaliers sont protégés (couverts) , ils sont soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les

### Contrainte dans le béton

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

### **En travée :**

#### Position de l'axe neutre :

avec  $b = 100 \text{ cm}$  ,  $n = 15$  ,  $d = 0.135 \text{ m}$  ,  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ,  $d' = 0.015$  ,  $A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2$

$$\frac{b x^2}{2} - n \times A_{st} \times (d - x) = 0 \text{ Donc } x = 3.65 \text{ cm}$$

#### Moment d'inertie :

$$I = \frac{b x^3}{3} + n \times A_{st} (d - x)^2 = 7022.20 \text{ cm}^4$$

#### Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{8.31 \times 3.65 \cdot 10^{-7}}{7022.20 \times 10^{-8}} = 4.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \rightarrow \quad \text{c.v}$$

#### Vérification au cisaillement :

D'après le (C.B.A.93) :

La contrainte tangentielle doit satisfaire la condition suivante :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{0.01638}{1 \times 0.135} = 0.121 \text{ avec } v_u ; \text{ l'effort tranchant à ELU}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

**Donc :**  $\tau_u < \bar{\tau}_u$  condition vérifiée

### IV .3) Etude de la poutre palière :

### ❖ **Pré dimensionnement :**

## Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

---

D'après les règles de B.A.E.L.9.1 on a :  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

$$\frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2}$$

Avec: -L: Distance entre axes des poteaux.

-h: Hauteur de la poutre.

-b: Largeur de la poutre

$$\frac{320}{15} \leq h \leq \frac{320}{10}. \quad \text{Donc}$$

$$21.33 \leq h \leq 32$$

Alors on prend **h=30cm**

$$\frac{30}{5} \leq b \leq \frac{30}{2} \quad \text{donc} \quad 6 \leq b \leq 16$$

## Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

Alors on prend **b=30 cm**

D'après le **R.P.A99 (version 2003)**:

- $b \geq 25\text{cm}$       $30\text{cm} > 25\text{cm} \dots\dots\dots$  **C.V**
- $h \geq 30\text{cm}$       $30\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots$  **C.V**
- $h/b < 4$               $1 < 4 \dots\dots\dots$  **C.V**

❖ Charge supportée par la poutre:

- Poids propre de la poutre:

$$G_1 = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2,25 \text{KN/m}$$

- Poids propre du mur

double parois:

$$G_2 = h \times G_{\text{paroi}} = 2,66 \times 2,73 =$$

$$7,2626 \text{KN/m}$$

- Poids propre de la paillasse et le palier :

$$G_3 = (G_{\text{paillasse}} \times L_{\text{paillasse}} / 2) + G_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}} = (7,35 \times 1,5 / 2) + 5,23 \times 1,20 = 11,788 \text{KN/m}$$

Alors:

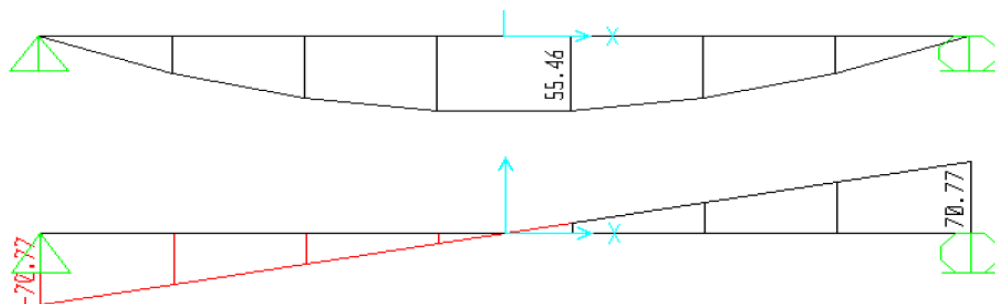
$$G_{p.\text{Palière}} = G_1 + G_2 + G_3 = 2,25 + 7,2 + 11,788 = 21,23 \text{KN/m}$$

$$Q_{p.\text{Palière}} = Q \times L = 2,5 \times 2 = 5 \text{KN/m}$$

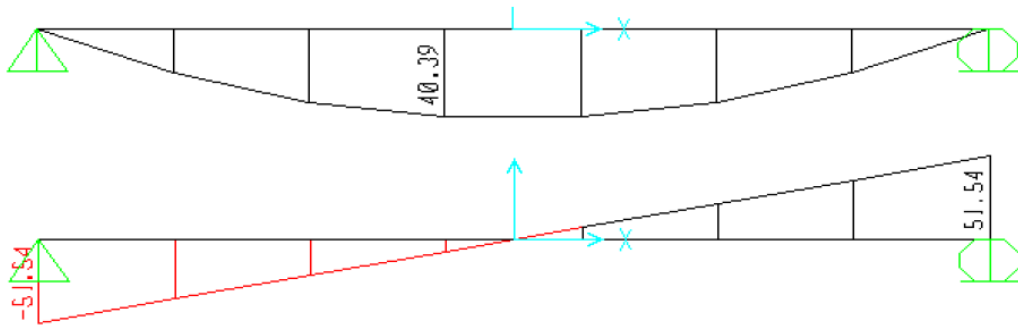
Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants:

D'après les résultats obtenus par le SAP2000:

✓ **ELU :**



✓ ELS :



Calcul de ferrailage:

ELU:

On utilise les valeurs suivantes :

- ❖ Moment isostatique :  $M_0 = 55,46 \text{ kN.m}$
- ❖ Moment en travée :  $M_t = 0,85 * 55,46 = 47,14 \text{ kN.m}$
- ❖ Moment en appui :  $M_a = 0,5 * 55,46 = 27,73 \text{ kN.m}$
- ❖ Effort tranchant (T) en ELU :  $T_u = 70,77 \text{ kN}$

.Armature longitudinal:

Le calcul se fait en flexion simple:

**Entravée :**

$$M_u (\text{travée}) = 47,14 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \gamma_{bc}} = \frac{47,14 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,27)^2 \times 14,17} = 0,152 < 0,392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A_{sc} = 0$ )

la section est a simple armature ;

$$\alpha = 1,25 \cdot [1 - (1 - 2 \mu_u)^{1/2}] = 0,207$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,27 (1 - 0,4 \times 0,207) = 0,247 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{z \times \gamma_{st}} = \frac{47,14 \times 10^{-3}}{0,247 \times 347,83} = 5,48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 5 T12 = 5,65 cm<sup>2</sup>

**En appui :**

$$M_u (\text{appui}) = 27,73 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \gamma_{bc}} = \frac{27,73 \times 10^{-3}}{0,3 \times (0,27)^2 \times 14,17} = 0,089 < 0,392 = \mu_R$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ( $A_{sc} = 0$ )

## Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

la section est a simple armature ;

$$\alpha = 1,25.[1 - (1 - 2 \mu_u)^{1/2}] = 0.116$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.27(1 - 0.4 \times 0.116) = 0.257 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \times \sigma_{st}} = \frac{27.73 \times 10^{-3}}{0.257 \times 347.83} = 3.10 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend 3 T12 = 3.39 cm<sup>2</sup>

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max \left( \frac{b \times h}{1000} ; 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max \left( \frac{30 \times 30}{1000} ; 0.23 \times 30 \times 27 \times \frac{2.1}{400} \right) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max (0.9 ; 0.98)$$

$A_{st} \geq 0.98 \text{ cm}^2$  condition vérifiées

### ELS:

- ✓ Moment isostatique :  $M_0 = 40,39 \text{ KN.m}$
- ✓ Moment en travée:  $M_t = 0,85 * 40,39 = 34,33 \text{ KN.m}$
- ✓ Moment en appui :  $M_a = 0,5 * 40,39 = 20,19 \text{ KN.m}$

On a:  $b = 0,3 \text{ m}$ ;  $h = 0,3 \text{ m}$ ;  $d = 0,27 \text{ m}$ ;  $d' = 0,03 \text{ m}$ ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $n = 15$

Position de l'axe neutre : avec  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $n = 15$ ,  $d = 0.135 \text{ m}$ ,  $f_e = 400 \text{ MPa}$ ,  $d' = 0.015$ ,  $A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2$

$$\frac{b x^2}{2} - n \times A_{st} \times (d - x) = 0 \text{ Donc } x = 9.84 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b x^3}{3} + n \times A_{st} (d - x)^2 = 34483.590 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{34.33 \times 9.84 \cdot 10^{-3}}{34483.590 \times 10^{-6}} = 9.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{CV}$$

**En appui :**

Position de l'axe neutre : avec  $b = 100 \text{ cm}$ ,  $n = 15$ ,  $d = 0.135 \text{ m}$ ,  $f_e = 400 \text{ MPa}$ ,  $d' = 0.015$ ,  $A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2$

$$\frac{b x^2}{2} - n \times A_{st} \times (d - x) = 0 \text{ Donc } x = 8.02 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b x^3}{3} + n \times A_{st} (d - x)^2 = 26915.71 \text{ cm}^4$$

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \cdot x}{I} = \frac{20.19 \times 8.02 \cdot 10^{-3}}{26915.71 \times 10^{-6}} = 6.015 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$  condition vérifier

Vérification au cisaillement :

D'après le ( C.B.A.93) :

La contrainte tangentielle doit satisfaire la condition suivante :  $< \bar{r}_u$

$$r_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{0.07077}{0.30 \times 0.27} = 0.87 \quad \text{avec } v_u ; \text{ l'effort tranchant a ELU}$$

$$\bar{r}_u = \min \left( \frac{0.15 f_{c28}}{r_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

**Donc :**  $< \bar{r}_u$  condition vérifier

□ *Calcul des armatures transversales:*

$$\emptyset t \leq \min(\emptyset_1 ; h/35 ; b/10) =$$

$$\min(1,2 ; 30/35 ; 30/10)$$

$$\emptyset t \leq 0,85 \text{ cm}$$

On adopte un diamètre transversal égal à:  $\emptyset t = 8 \text{ mm}$ .

❖ **Calcul de l'espacement :**

D'après le RPA99 version 2003:

Zone Nodale:

$$St \leq \min(h/4; 12\phi_l; 30\text{cm})$$

On prend **st = 7 cm**

Zone courante :

$$St \leq h/2 = 30/2$$

On prend **St = 15 cm**

*Vérification de la flèche:*

Il faut satisfaire la condition suivante :  $f \leq f_{adm}$

:

$$\text{Si } L \leq 500 \quad f_{adm} = L/500$$

$$\text{Si } L > 500 \quad f_{adm} = 0,5 + L/1000$$

Si les conditions suivantes sont satisfaites, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

$$\left\{ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \right.$$

$$\left. \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 M_0} \dots\dots\dots(2) \right.$$

$$\left. \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \right.$$

$$\left\{ \frac{30}{320} = 0,09 \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots cv \right.$$

$$\left. \frac{30}{320} = 0,09 \geq \frac{47,14}{10 \times 55,46} \dots\dots\dots cv \right.$$

$$\left. \frac{5,65}{30 \times 27} = 6,97 \times 10^{-3} \leq \frac{4,2}{400} = 0,011 \dots\dots\dots cv \right.$$

Toutes les conditions suivantes sont satisfaites, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

$$\text{La longueur de scellement : } l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s'}$$

$$\text{Avec } \tau_s' = 0,6 (\Psi)^2 \times f_{tj} \quad \text{avec } \Psi = 1,5 \text{ acier HA}$$

$$\tau_s' = 0,6 (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

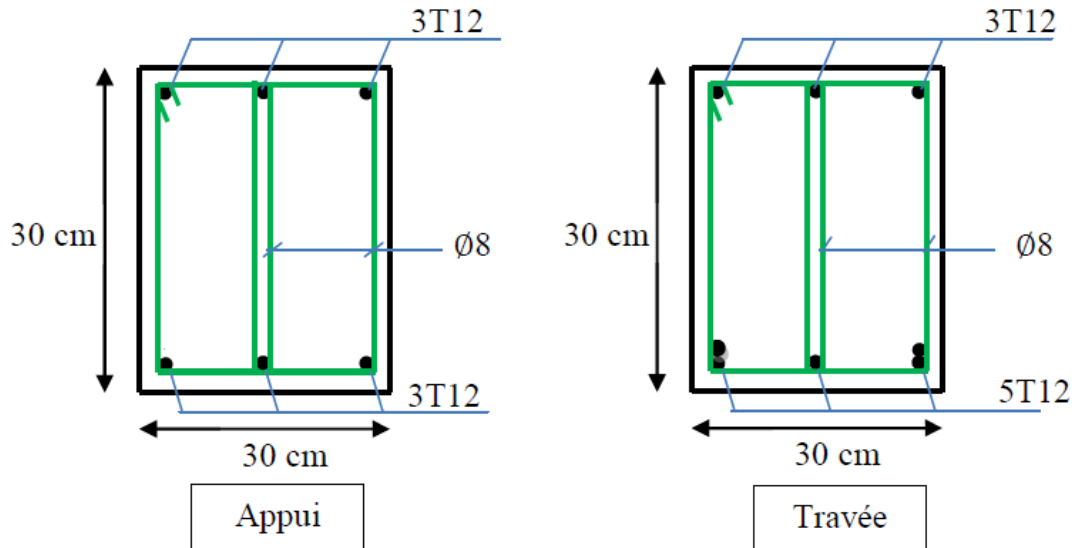
$$l_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm} \quad \text{on prend } l_s = 430 \text{ mm}$$

On adopte une courbe égale a :  $r = 5.5 \Phi$  (acier HA)

$$r = 5.5 \times 1.2 = 6.6 \text{ cm} = 66 \text{ mm}$$

$$L \geq L_2 + r + \frac{\Phi}{2} \text{ avec } L_2 = d - (c + \frac{\Phi}{2} + r) = 27 - (3 + 0.6 + 6.6) = 16.18 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } L \geq 16.18 + 5.5 + \frac{1.2}{2} = 24 \text{ cm} \quad L = 24 \text{ cm}$$



## POUTRE PALIERE P.P (30x30) :

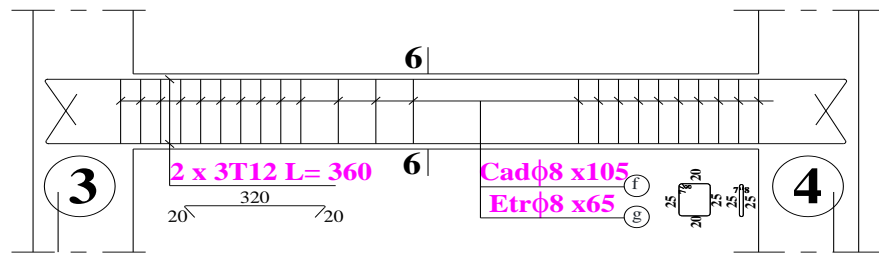


Figure IV.5 : dessin de ferrailage de poutre palier



#### IV.2 Balcon :

Le balcon dans une construction est un ouvrage en béton armé en porte à faux, c'est une dalle pleine, d'épaisseur 8 à 20 cm.

Le balcon se calcule comme une console soumise à :

\*son poids propre

\*la surcharge d'exploitation

Le calcul se fera pour une bande de 1 m à la flexion simple

L'épaisseur est conditionnée par :

$$\frac{L}{15} < e < \frac{L}{20} + 7 \quad , \text{ on a } L=1.4 \text{ m}$$

$$9 < e < 14$$

On prend une épaisseur de : 15 cm

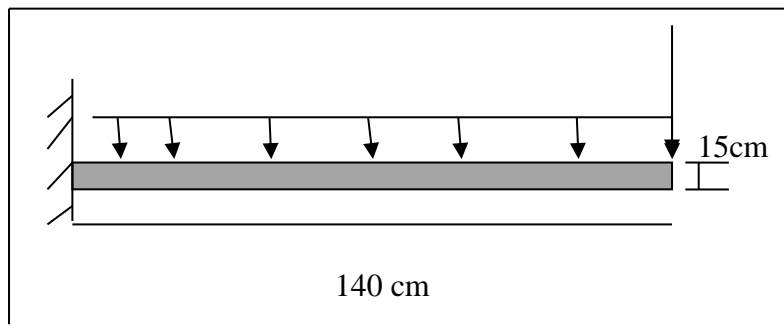


Figure IV.1: schéma statique du balcon

#### IV.2.1 Evaluation des charges :

$$G = 5.35 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$p = 2.73 \text{ KN/ml} : \text{charges des murs (force concentrée)}$$

#### IV.2.2 Combinaisons d'actions :

*Charge et surcharge au niveau de balcon :*

$$G = 5.35 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

Avec une bande de 1ml

❖ ELU (KN/ml) :

$$(1.35G+1.5Q) \times 1ml = 12.47$$

❖ ELS (KN/ml) :

$$(G+Q) \times 1 ml = 6.85$$

*Charge de mur au niveau du balcon*

$G=2.73 \text{ KN/m}^2$  ,avec une hauteur de 1.10 m

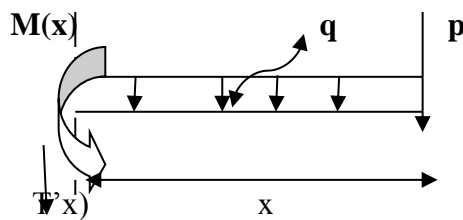
❖ ELU (KN/ml) :

$$(1.35 G) \times 1.10 = 4.05$$

❖ ELS (KN/ml) :

$$(G \times 1.10) = 3.003$$

#### IV.2.3 Calcul moment et effort tranchant :



ELU :

$$0 < x < 1.2$$

$$M(x) = -q_0 \frac{x^2}{2} - p_0 \cdot x \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.4) = -17.89 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$T(x) = q_0 x + p_0 = \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 4.05 \text{ KN} \\ T(1.4) = 21.50 \text{ KN} \end{array} \right.$$

ELS :

$$0 < x < 1.2$$

$$M(x) = -q_0 \frac{x^2}{2} - p_0 \cdot x \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(1.2) = -10.91 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$T(x) = q_0 x + p_0 \quad \longrightarrow \quad \left\{ \begin{array}{l} T(0) = 3.003 \text{ KN} \\ T(1.2) = 12.59 \text{ KN} \end{array} \right.$$

#### IV.2.4 Calcul de ferrailage :

En considère le balcon comme une poutre en console soumise a la flexion simple et le calcul se fait par une bande de 1 ml

Avec :  $h=15 \text{ cm}$  ,  $d=13.5 \text{ cm}$  ,  $d'=1.5 \text{ cm}$

ELU :

$$\mu_u = \frac{M_{u\max}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{17.89 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.17} = 0.069$$



$$\mu_u = 0.069 \leq \mu_R = 0.392$$

Donc c'est une section a simple armature

Les armature comprimé ne sont pas nécessaire

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.089$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.13 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{st}}{Z \sigma_{st}} = \frac{17.89 \cdot 10^{-3}}{0.13 \times 347.82} = 3.95 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ condition non fragilité :

$$A_{st} \geq b \times d \times 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 1 \times 0.135 \times 0.23 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st} \geq 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{C.V}$$

✓ section minimale d'armature :

D'après le RPA 99 version 2003 ,la section minimum d'armature est calculé comme suit :

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 0.5 \% (1 \times 0.15) = 7.5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 7.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on va choisir un ferrailage égale a :

$$A_{st} = \text{choisi} : 5T14 = 7.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ armature de répartitions :

$$A_{st} = \frac{A_{st}}{4} = \frac{7.7}{4} = 1.92 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le choix} : 3T10 = 2.36 \text{ cm}^2$$

✓ Espacement :

$$S_t \leq \min (3h, 33 \text{ cm}) = \min (3 \times 15 ; 33) = 33 \text{ cm (BAEL 91)}$$

$$S_t = 30 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots \text{C.V}$$

✚ ELS :

\*position de l'axe neutre :

Hyp :axe neutre dans la table :

$$b \frac{x^2}{2} + n A_{sc} (x-d') - n A_{st} (d-x) = 0$$

$$A_{sc} = 0, A_{st} = 7.7 \text{ cm}^2$$

$$n = 15, b = 0.01 \text{ cm}, d' = 0.135 \text{ cm}$$

on remplace dans l'équation :

$$100 \times \frac{x^2}{2} - 15 \times 7.7 (13.5 - x) = 0$$

$$X = 4.55 \text{ cm}$$

Donc l'hypothèse est vérifiée ( l'axe neutre dans la table )

$$I = b \frac{x^3}{3} + n A_{sc} (x-d')^2 + n A_{st} (d-x)^2$$

$$I = 100 \frac{x^3}{3} + 15 \times 7.7 \times (13.5 - x)^2$$

$$I = 12391.72 \text{ cm}^4$$

**✚ vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \cdot x}{I} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{10.91 \cdot 10^{-3} \times 4.55}{12391.72} = 4.00 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.00 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n Ms \cdot (d-x)}{I} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n Ms \cdot (d-x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{15 \times 10.91 \cdot 10^{-3} \times (13.5 - 4.55)}{12391.72} = 118.20 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_t \cdot 28} \right) \longrightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} \cdot 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right)$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min (266.67, 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 118.20 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

ELS est vérifié

**IV.2.5 vérification de cisaillement :**

$$\tau_u \leq \tau_t$$

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

Avec :  $b = 1 \text{ m}$ ,  $d = 0.135 \text{ m}$ ,  $T_u = 21.50 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{21.50 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0.135} = 0.17 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable

$$\tau_I = \min \left( 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_I = \min \left( 0.15 \times \frac{25}{1.5}, 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_I = \min ( 2.5 , 4 \text{ MPa} ) = 2.5 \text{ MPa}$$

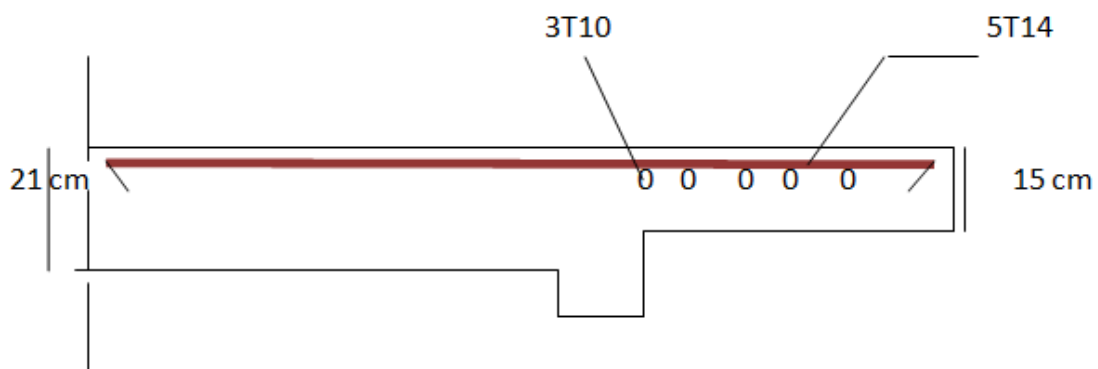
$$0.17 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots\dots \text{C.V}$$

#### IV.2.6 vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A}{b.d} \geq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15}{1} \geq \frac{1}{16} \dots\dots \text{C.V} \\ \frac{7.07 \cdot 10^{-4}}{1 \times 0.135} \geq \frac{4.2}{400} \dots\dots \text{C.V} \dots \end{array} \right.$$

Le flèche est vérifié



**Ferraillage de balcon**

Figure IV.2 ferraillage de balcon

### IV.3 L'acrotère :

L'acrotère est un élément structural contournant le sommet de bâtiment conçu pour la protection de la ligne conjonctive entre lui-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales, réalisé en béton armé

Il est assimilé à une console encastrée, au niveau de sa base au plancher terrasse soumise à son poids propre et aux charges horizontales qui sont dues à la main courante et au séisme qui créent un moment de renversement

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 ml.

L'acrotère est composé aux intempéries, donc la fissuration préjudiciable (ELS)

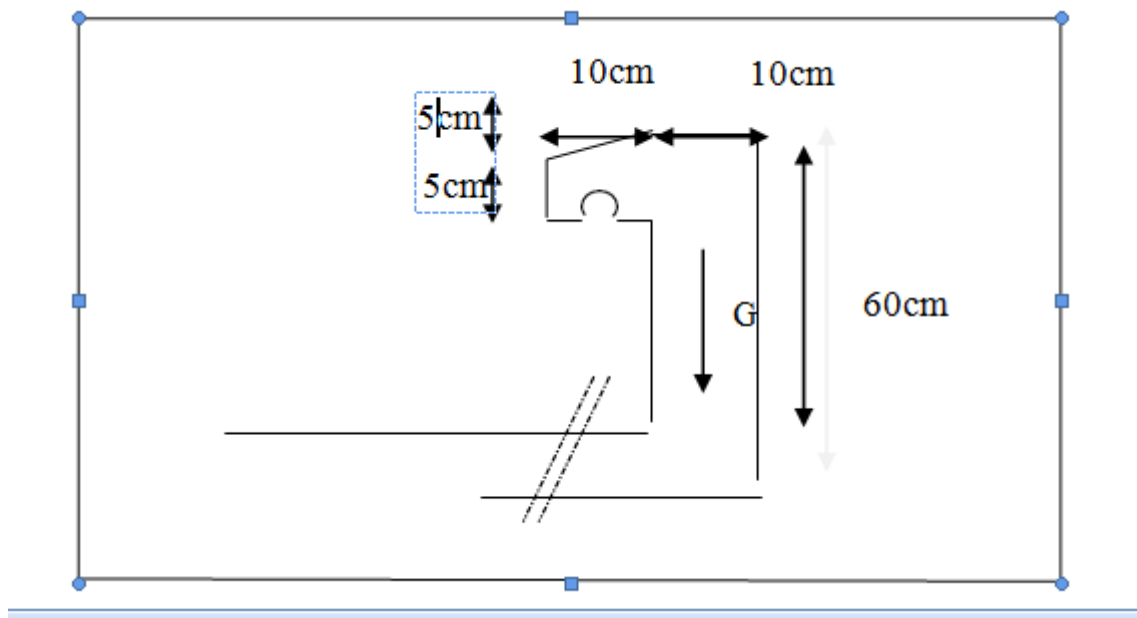
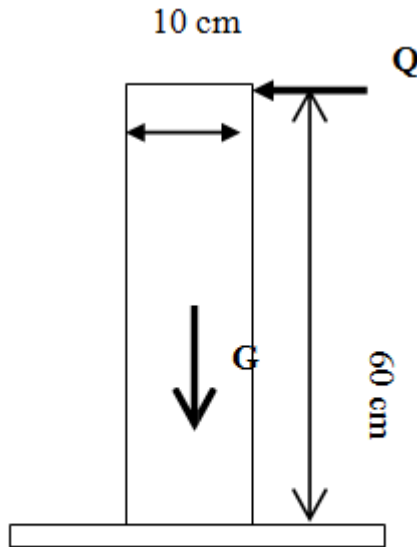


Figure IV.3 : Dimension de l'acrotère



**Figure IV.4 :schéma statique**

➤ Charge permanent :

$$S = \frac{(0.05 \times 0.1)}{2} + (0.05 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6)$$

$$S = 0.0675 \text{ m}^2 / \text{l}$$

$$G = 0.0675 \times 2500 = 168.75 \text{ kg /ml}$$

$$G = 1.6875 \text{ KN/ml}$$

➤ Charge d'exploitation :

$$F_a = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots\dots\dots \text{D'après le ( RPA 99 v 2003 )}$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone (A=0.1 )
- C<sub>p</sub> :facteur de force horizontale (C<sub>p</sub>= 0.8 KN )
- W<sub>p</sub> :le poids de l'acrotère (W<sub>p</sub>=1.68 KN/m)

$$F_a = 4 \times 0.1 \times 0.8 \times 1.68$$

$$F_a = 0.54 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 0.54 \text{ KN/ml}$$

**Combinaison d'action :**



Le calcul se fait par rapport à l'encastrement

ELU :

$$M_u = 1.35 M_G + 1.5 M_Q, \text{ avec } (M_G = 0)$$

$$M_u = 1.5 M_Q = 1.5 Q \times l = 1.5 \times 0.54 \times 0.6$$

$$M_u = 0.486 \text{ KN.m}$$

$$N_u = 1.35 G = 1.35 \times 1.6875$$

$$N_u = 2.28 \text{ KN}$$

ELS :

$$M_s = M_Q + M_G, \text{ avec } : (M_G = 0)$$

$$M_s = M_Q = Q \times l = 0.54 \times 0.6$$

$$M_s = 0.324 \text{ KN .m}$$

$$N_s = G = 1.6875 \text{ KN}$$

Calcul de l'excentricité :

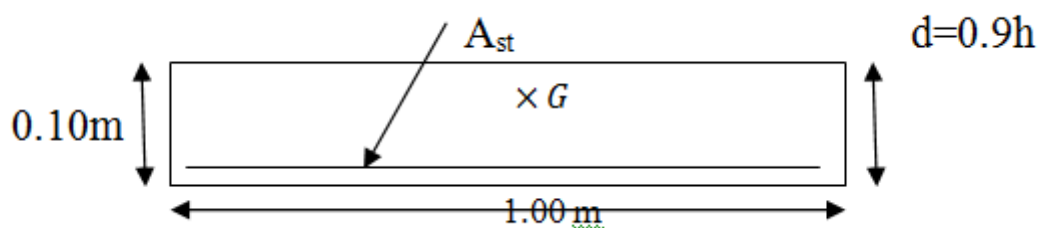
$$- e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.486}{2.28} = 21.3 \text{ cm}$$

$$- e = \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1.67 \text{ cm}$$

$$e = 21.3 \text{ cm} \geq e = 1.67 \text{ cm}$$

donc le point de pression se trouve à l'extérieure du noyau, la section est partiellement comprimé

**Détermination du ferrailage :**



**Figure IV.5 : Section de calcul de l'acrotère**

d : la distance séparant la fibre la plus comprimé et les armatures inférieures

$d'$  : la distance entre les armature inférieurs et la fibre tendue

$$-d=0.9h = 0.9 \times 0.10 = 0.009\text{m}$$

$$-d' = 0.1 - 0.009 = 0.01 \text{ m}$$

ELU :

➤ Moment de flexion fictif ( $M_{au}$ )

$$M_{au} = N_u \cdot e_a$$

$$e_a = e + \left(\frac{h}{2} - \frac{h}{d}\right) = 0.213 + \left(\frac{0.1}{2} - \frac{0.1}{0.09}\right) = 0.25 \text{ m}$$

$$M_{au} = 2.28 \times 0.25$$

$$M_{au} = 0.57 \text{ MN.m}$$

➤ Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0.0057}{1 \times 0.09^2 \times 14.17} = 0.049$$



$$\mu_u = 0.049 \leq \mu_R = 0.392$$

Donc il n'est pas nécessaire de prévoir des armatures comprimées c'est-à-dire :  $A_{sc} = 0$

$$\text{Alors : } A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left( \frac{M_a}{Z} - N_u \right)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.062$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.0897 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left( \frac{M_a}{Z} - N_u \right)$$

$$A_{st} = \frac{1}{347.82} \left( \frac{0.000057}{0.0897} - 0.0000228 \right)$$

$$A_{st} = 0.117 \text{ cm}^2$$

**\*condition non fragilité :**

$$A_{st \text{ min}} \geq b \times d \times 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 1 \times 0.135 \times 0.23 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st \min} \geq 1.63 \text{ cm}^2 \dots\dots \text{C.V}$$

Donc le ferrailage choisi est :  $A_{st} = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$

**\*vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$$

$$\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$$

Avec :  $\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{Ns \cdot x}{s}$$

$$\sigma_{st} = n \times \frac{Ns(d-x)}{s}$$

$$M_s = 0.324 \text{ KN.m} \quad , N_s = 1.6875 \text{ KN}$$

$$e = \frac{M_s}{N_s}$$

$$e = \frac{0.324}{1.6875} = 0.192 \text{ m}$$

$$p = -3\left(\frac{h}{2} - e\right)^2 + \frac{6nAst}{b}\left(d - \frac{h}{2} + e\right)$$

$$p = -0.05629 \text{ m}^2$$

$$q = 2\left(e - \frac{h}{2}\right)^3 + \frac{6nAst}{b}\left(e - \frac{h}{2} + d\right)^2$$

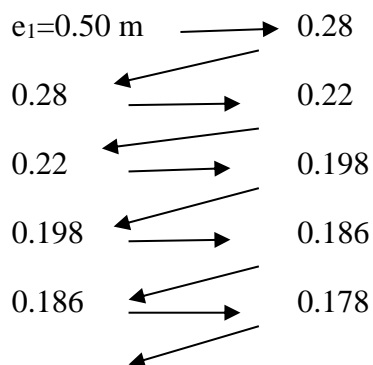
$$q = 0.0047 \text{ m}^3$$

-Méthode des itérations successives :

On a :

$$e_1 = \frac{e_1 - q}{p} \quad \text{ou} \quad e_1 = \sqrt[3]{-p \times e_1 - q}$$

on prend une valeur quelconque de  $e_1 = 0.5 \text{ m}$



0.178	→	0.174
0.174	↙	0.171
0.171	→	0.170
0.170	↙	0.168
0.168	→	0.167
0.167	→	0.166
0.166	↙	0.166

On prend la valeur de  $e_1$  : 16.6 cm

$$X = \frac{h}{2} + e_1 - e$$

$$X = \frac{h}{2} + 0.166 - 0.192$$

$$X = 2.4 \text{ cm}$$

$$S = \frac{b \cdot x^2}{2} - n \times A_{st}(d-x)$$

$$S = \frac{1 \times 0.024^2}{2} - 15 \times 2.01 \cdot 10^{-4} (0.09 - 0.024)$$

$$S = 0.000089 \text{ m}^3$$

\*calcul des contraintes :

-béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N \cdot X}{S}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{168.75 \cdot 10^{-5} \times 0.024}{89 \cdot 10^{-6}} = 0.45 \text{ MPa}$$

-acier :

$$\sigma_{st} = n \times \frac{N \cdot (d-x)}{S}$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{168.75 \cdot 10^{-5} (0.09 - 0.024)}{89 \cdot 10^{-6}} = 18.77 \text{ MPa}$$

\*calcul des contraintes admissibles :

-béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

-acier :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} \times f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right), \text{ avec } \eta = 1.6 \text{ (fissuration préju)}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

Vérification :

$$\sigma_{bc} = 0.45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{ C.V}$$

$$\sigma_{st} = 18.77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots \text{ C.V}$$

Donc la section est le nombre d'armature choisie sont acceptable pour les armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = 0.502 \text{ cm}^2$$

On prend 4 T6 = 1.13 cm<sup>2</sup>

$$\text{L'espaceur : } s = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

\*vérification au cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T}{b.d}$$

Avec :

$$T = 1.5 \times Q = 1.5 \times 0.54 = 0.81 \text{ KN}$$

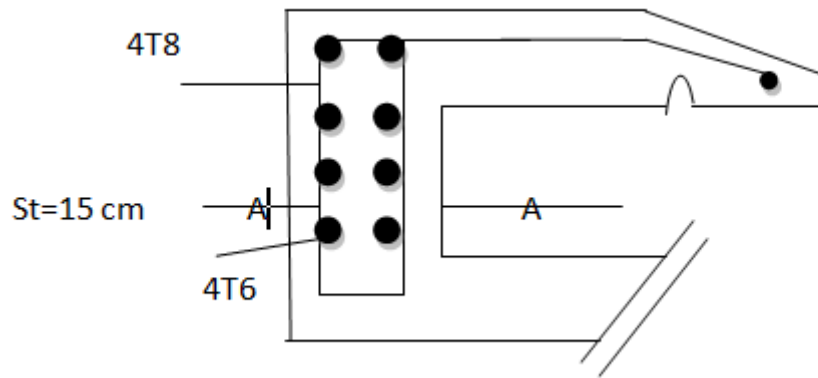
$$\tau_u = \frac{0.81 \cdot 10^{-3}}{0.09 \times 1} = 0.0009 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left( 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

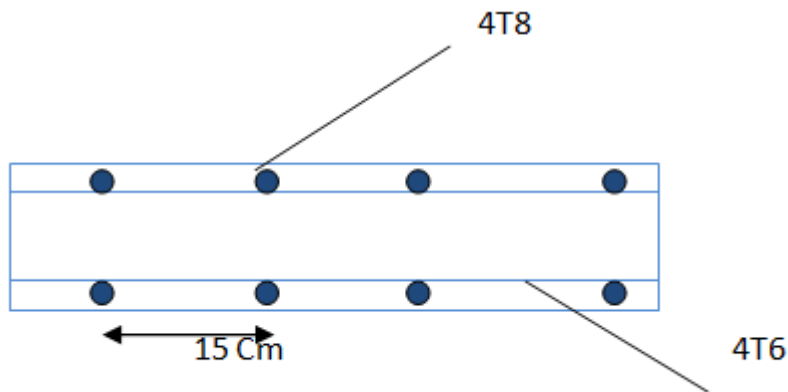
$$\bar{\tau}_u = \min (2.5, 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.0009 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots \text{ C.V}$$



**Figure IV.6 :ferrailage de l'acrotère**



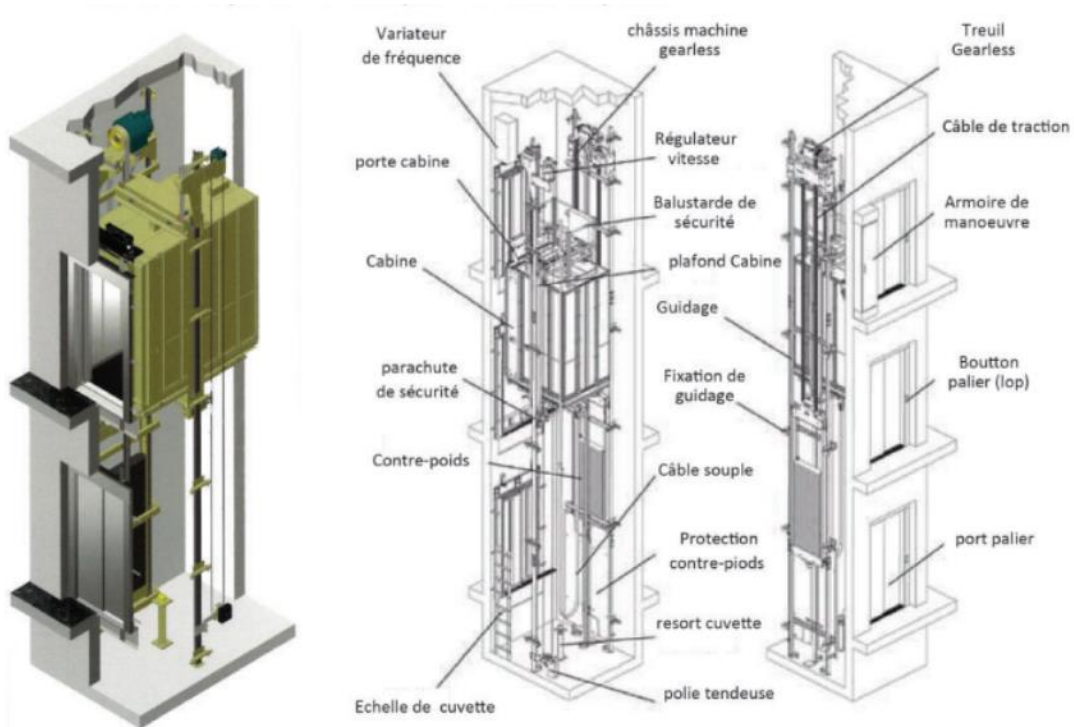
**Figure IV.7 :coupe A-A de l'acrotère**

#### **IV.4 Etude de l'ascenseur :**

##### **IV.4.1 Introduction :**

L'ascenseur est un appareil mécanique ,servent a déplacer verticalement des personnes ou des chargements vers différents étages ou niveaux à l'intérieur d'un bâtiment .il est prévu pour les structures de cinq étages et plus , dans les quelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage ,on doit bien sur lui associer les dispositif mécanique permettant de déplacer la cabine ( le moteur électrique ,le contre poids ,les câbles )



**Figure IV.8 :schéma ascenseur**

#### **IV.4.2 Etude de l'ascenseur :**

- L'épaisseur de la dalle :

L'ascenseur est composé de trois constituant essentiel :

- Le treuil de levage et sa poulie
- La cabine ou la beine
- Le contre poids

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{1.60}{2} = 0.80$$

$$0.4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1$$

Dalle portant dans 2 sens

$$h \geq \frac{l_x}{40} = 4 \text{ cm}$$

on adopte une dalle de e=25 cm

#### **IV.4.2.1 Evaluation des charges :**

- a) Charge d'exploitation :

D'après la norme (NFP82 -201 ) ,la charge nominale Q= 675 Kg (pour 9 places )

- b) Charge permanentes :

Le poids morte totale :  $P_m=2342.5 \text{ Kg}$

Tel que :  $Q=600$  kg (pour 7 personnes)

Le contre poids :  $P_p=P_m+\frac{Q}{2}=2642.5$  kg

Le poids des câbles :  $M_g= m \times l \times n$

Avec :

-M : masse linéaire du câble

-n : nombre des câbles

-L : longueur du câble (31.62 m)

$$M_g= 5.12 \cdot 10^{-3} \times 2 \times 31.62$$

$$M_g= 32.38 \text{ kg}$$

Le poids de treuil et moteur :  $p(\text{treuil , moteur}) = 12,00$  KN

$$\begin{aligned} G &= P_m + P_p + P_{(\text{treuil , moteur})} + M_g \\ &= 2342.5 + 2642.5 + 1200 + 32.38 \\ &= 6217.38 \text{ kg} \end{aligned}$$

c) Combinaison d'action :

-ELU :

$$\begin{aligned} Q_u &= 1.35 G + 1.5 Q \\ &= 1.35 \times 6217.38 + 1.5 \times 600 = 9293.463 \text{ kg} \end{aligned}$$

-ELS :

$$\begin{aligned} Q_s &= G + Q \\ &= 6217.38 + 600 = 6817.38 \text{ kg} \end{aligned}$$

Vérification au poinçonnement :

La dalle d'ascenseur risque un poinçonnement à cause de la force concentrée appliqué par les appuis du moteur

Selon B.A.E.L .91 la condition de non poinçonnement à vérifier est :

$$q_u \leq 0.045 \times P_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

avec :

$q_u$  : est la charge appliqué sur chaque appuis



$$q_u = \frac{Qu}{4} = 2323.36 \text{ kg}$$

h : épaisseur totale de la dalle

u<sub>0</sub> : périmètre de contour au niveau du feuillet moyenne

$$u = 1.6 \text{ m}$$

$$v = 2 \text{ m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} u_0 = u + h \\ u_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} v_0 = v + h \\ v_0 = 10 + 25 = 35 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$p_c = (u_0 + v_0) \times 2$$

$$p_c = (0.35 + 0.35) \times 2$$

$$p_c = 1.4 \text{ m} = 140 \text{ cm}$$



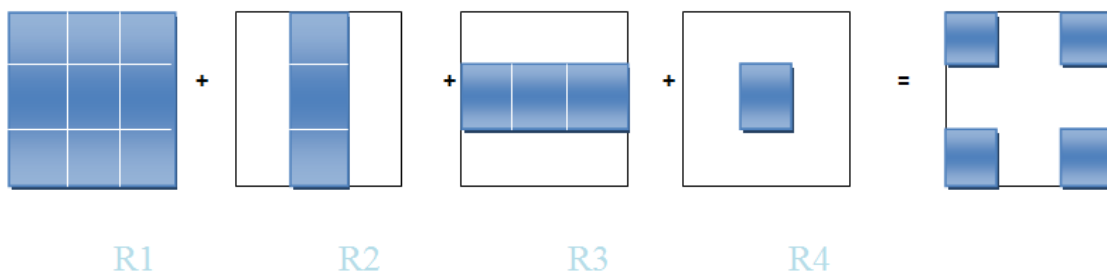
$$q_u \leq 0.045 \times P_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$q_u \leq 0.045 \times 1.4 \times 0.25 \times \frac{25000}{1.5}$$

$$2323.36 \text{ kg} \leq 2625 \text{ Kg}$$

La condition est vérifiée ,donc le risque de poinçonnement n'existe pas

**Evaluation des moments dus aux charges concentrées :**



- Distance des rectangles :

$$R1 : \begin{cases} \bar{u} = 1.2 \\ V = 1.35 \end{cases}$$

$$R2 : \begin{cases} \bar{u} = 0.45 \\ V = 1.35 \end{cases}$$

$$R3 : \begin{cases} \bar{u} = 1.2 \\ V = 0.65 \end{cases}$$

$$R4 : \begin{cases} \bar{u} = 0.45 \\ V = 0.65 \end{cases}$$

Exemple de calcul rectangle 1 :

$$U=1.2 \qquad \qquad \qquad u_0=u+h = 1.2+0.25=1.45$$

$$V=1.35 \qquad \longrightarrow \qquad v_0=v+h = 1.35+0.25 = 1.6$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.6}{2} = 0.8 \text{ abaque N}^\circ 4$$

$$\begin{cases} \frac{u_0}{l_x} = \frac{1.45}{1.6} = 0.9 \\ \frac{v_0}{l_y} = \frac{1.6}{2} = 0.8 \end{cases}$$

**Tableau IV.9: Moment isostatique des rectangles**

N°	U	V	U <sub>0</sub>	V <sub>0</sub>	u <sub>0</sub> /l <sub>x</sub>	v <sub>0</sub> /l <sub>y</sub>	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>
1	1.2	1.35	1.45	1.6	0.9	0.8	5.8 10 <sup>-2</sup>	3.5 10 <sup>-2</sup>
2	0.45	1.35	0.7	1.6	0.45	0.8	8.4 10 <sup>-2</sup>	4.7 10 <sup>-2</sup>
3	1.2	0.65	1.45	0.9	0.9	0.5	7.1 10 <sup>-2</sup>	5.2 10 <sup>-2</sup>
4	0.45	0.65	0.7	0.9	0.45	0.5	11 10 <sup>-2</sup>	7.1 10 <sup>-2</sup>

Les moments suivants les deux directions :

$$M_x = (M_1 + \vartheta M_2) \times p$$

$$M_y = (M_1 + \vartheta M_2) \times p$$

$\vartheta$  : coef de poisson

Les sollicitations a L'ELU :

$$\vartheta = 0$$

$$M_x = M_1 \times p$$

$$M_y = M_1 \times p$$

$$P' = \frac{qu}{S} = \frac{9293.463}{4} = 2323.36 \text{ Kg} = 23.234 \text{ KN}$$

$$P_u = U \times V \times p' \text{ (KN)}$$

**Tableau : Moment isostatique de rectangles**

N°	U <sub>0</sub>	V <sub>0</sub>	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	S(m <sup>2</sup> )	P'(KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN)	M <sub>x</sub> (KN.m)	M <sub>y</sub> (KN.m)
1	1.45	1.6	5.8 10 <sup>-2</sup>	3.5 10 <sup>-2</sup>	1.62	23.234	37.64	2.18	1.32
2	0.7	1.6	8.4 10 <sup>-2</sup>	4.7 10 <sup>-2</sup>	0.60	23.234	13.94	1.17	0.65
3	1.45	0.9	7.1 10 <sup>-2</sup>	5.2 10 <sup>-2</sup>	0.78	23.234	18.12	1.28	0.94
4	0.7	0.9	11 10 <sup>-2</sup>	7.1 10 <sup>-2</sup>	0.29	23.234	6.74	0.74	0.47

✓ Les moments dus aux charges concentrées :

$$M_{xc} = M_{x1} - M_{x2} - M_{x3} + M_{x4} = 0.47$$

$$M_{yc} = M_{y1} - M_{y2} - M_{y3} + M_{y4} = 0.2$$

✓ Les moments dus aux charge reparties (pp)

$$L_x = 1.60 \text{ m}$$

$$L_y = 2 \text{ m}$$

$$e = 0.25$$

$$G_{pp} = 0.25 \times 25 = 6.25 \text{ KN/ml}$$

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

$$Q_U = 1.35 G_{pp} + 1.5 Q$$

$$Q_u = (1.35 \times 6.25) + (1.5 \times 1) = 9.9375 \text{ KN/m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.60}{2} = 0.8 > 0.4$$

Donc la dalle travaille suivant les deux sens

\*Méthode B.A.E.L

$$0.4 \leq \frac{l_x}{l_y} \leq 1$$

Dalle portent dans les deux sens

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times p \times l_x^2 \\ M_y = M_x \times \mu_y \\ \alpha = 0.8 \end{cases}$$

A partir de tableaux on détermine les valeur suivantes :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0561 \\ \mu_y = 0.5959 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 1.42 \\ M_{y1} = 0.85 \end{cases}$$

-les moments appliqués a la dalle :

$$M_x = M_{xc} + M_{x1} = 1.42 + 0.47 = 1.89 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{yc} + M_{y1} = 0.85 + 0.2 = 1.05 \text{ KN.m}$$

✓ Les moments retenus :

✚ En travée :

$$M_{tx} = 0.75 \times M_x = 1.42 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.75 \times M_y = 0.79 \text{ KN.m}$$

✚ En appui :

$$M_{ax} = 0.5 \times Mx = 0.945 \text{ KN.m}$$

#### IV.4.3 Calcul de ferrailage de la dalle :

Le ferrailage se fait sur une bande de 1m de largeur

Avec :

$$b=100 \text{ cm} , h=25 \text{ cm} , d=22.5 \text{ cm}$$

$$f_e=400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s=347.82 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable

➤ En travée :

\*sens x :

$$\mu_u = \frac{Mu}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{1.42 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0.225^2 \times 14.17} = 1.97 \cdot 10^{-3}$$



$$\mu_u = 1.97 \cdot 10^{-3} \leq \mu_R = 0.392$$

Donc c'est une section a simple armature

Les armature comprimé ne sont pas nécessaire

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 2.46 \cdot 10^{-3}$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.22$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{st}}{z \sigma_{st}} = \frac{1.42 \cdot 10^{-3}}{0.22 \times 347.82} = 0.185 \text{ cm}^2$$

\*sens y :

$$\mu_u = \frac{Mu}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0.79 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0.225^2 \times 14.17} = 1.10 \cdot 10^{-3}$$

$$\mu_u = 1.10 \cdot 10^{-3} \leq \mu_R = 0.392$$

Donc c'est une section a simple armature

Les armature comprimé ne sont pas nécessaire

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.37 \cdot 10^{-3}$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.22$$

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{st}}{Z \sigma_{st}} = \frac{0.79 \cdot 10^{-3}}{0.22 \times 347.82} = 0.103 \text{ cm}^2$$

➤ En appui :

$$\mu_u = \frac{Mu}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{0.945 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0.225^2 \times 14.17} = 1.31 \cdot 10^{-3}$$

$$\mu_u = 1.31 \cdot 10^{-3} \leq \mu_R = 0.392$$

Donc c'est une section a simple armature

Les armature comprimé ne sont pas nécessaire

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.63 \cdot 10^{-3}$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.22$$

$$\sigma_{st} = \frac{fe}{\gamma_s} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{st}}{Z \sigma_{st}} = \frac{0.945 \cdot 10^{-3}}{0.22 \times 347.82} = 0.123 \text{ cm}^2$$

❖ **Sections minimales des armatures :**

$$h_0 = 25 \text{ cm}$$

-sens y :

$$A_{ymin} = 0.8 h_0 = 0.8 * 25 = 2 \text{ cm}^2$$

\*En travée :  $A_{ty} = 0.105 \text{ cm}^2 < 2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_{ty} = 2 \text{ cm}^2$

\*En appui :  $A_{ay} = 0.123 \text{ cm}^2 < 2 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots A_{ty} = 2 \text{ cm}^2$

-sens x :

$$A_{xmin} = A_{ymin} \times \frac{3-\alpha}{2} = 2.2 \text{ cm}^2$$

\*En travée :  $A_{Stx} = 0.184 \text{ cm}^2$

\*En appui :  $A_{Sty} = 0.105 \text{ cm}^2$

Choix d'aciers :

$$h_0 = 25 \text{ cm}$$

$$\varphi \leq \frac{h_0}{10} = \frac{25}{10} = 2.5 \text{ cm} = 25 \text{ mm}$$

-l'espacement :

$$\delta \leq \min ( 3h_0 , 33 \text{ cm} )$$



# **Chapitre V**

## **Etude Dynamique**

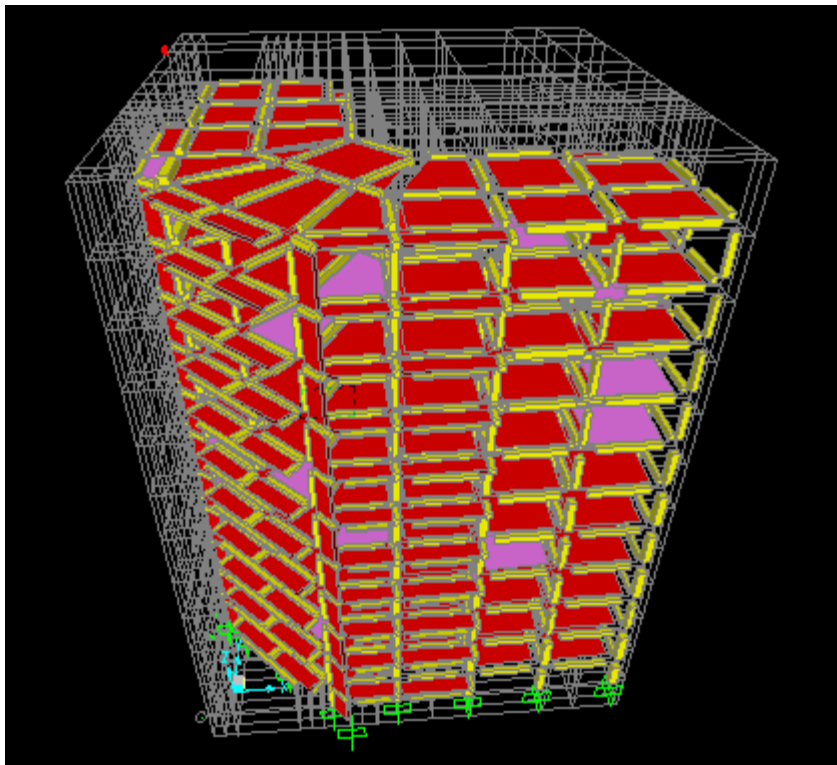


### V.1 INTRODUCTION

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance des ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface de sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature de sol.

Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en évidence le comportement dynamique de l'ouvrage.

### V.2 Modélisation de la structure :



FigureV.1 :Modèle 3D de la structure

### V.3 méthode de calculs :

Selon la RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ Méthode statique équivalente
- ✓ Méthode d'analyse modal spectrale
- ✓ Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes

#### V.3.1 Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, RPA propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par une force statique fictive dont les effets seront identiques et considérés

appliqués séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure .

### **V.3.2 Méthode d'analyse modale spectral :**

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendré par l'action sismique ,celle –ci étant représentée par un spectre de calcul .ces effets sont par la suit combinés pour obtenir la réponse de la structure .

Les modes propres dépendent de la masse de la structure ,de l'amortissement et des forces d'inertie.

La méthode dynamique est une méthode générale ,et en particulier ,dans le cas ou la méthode statique équivalente n'est pas permise .

### **V.4 Choix de la méthode :**

Pour le choix de la méthode , on doit vérifier certains conditions relatives aux règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99 version 2003 ) ,et qui ont le rapport avec le rapport avec la régularités en plan et en élévation du bâtiment .

On va utiliser les deux méthodes :la méthode statique équivalente et la méthode modale spectrale car toute les conditions sont vérifiées ,et on compare entre eux

### **V.5 Combinaison d'action :**

Pour le calcul ,on utilise les combinaison d'actions aux états limites suivantes :

-ELU :  $1.35G+1.5 Q$

-ELS :  $Q+G$

-ELA :  $G+Q\pm 1.2E$

-ELA :  $G+Q \pm E$

-ELA :  $0.8 G \pm E$

### **V.6 Analyse des modèles :**

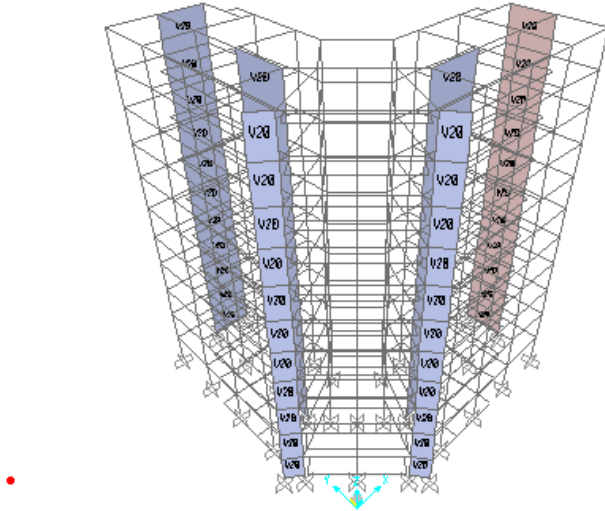
Notre structure est contreventé par une ossature mixte portique –voile ,le choix de la position des voiles doit satisfaire a un certain nombre de condition :

- Satisfaire les conditions d'architectures
- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciables pour la structure .

### **V.7 Disposition des voiles :**

Pour choisir la bonne disposition des voiles , on a fait approfondie de plusieurs variantes , on citera ci –dessous la meilleure disposition des voiles a notre structure .

La démarche de disposition des voiles se présentent au repère 3D comme suit :



FigureV.2 :disposition des voiles

### V.8 Méthode statique équivalente :

#### V.8.1 Détermination de la force sismique totale V :

La force sismique totale V appliquée a la base de la structure , doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule proposée parle RPA 99-V-2003

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

✓ Coefficient d'accélération de zone (A) :

Donné par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage de bâtiment selon (RPA 99-V-2003)

Zone I : D'après la classification de la wilaya de Tlemcen (sismicité faible )

Groupe d'usage 2 : ouvrages courants ou d'importance moyenne ouvrages non classée dans les autres groupes 1A ,1B ou 3 tels que :

Bâtiments d'habitation collective ou a usage de bureaux dont les hauteur ne dépasse pas 48 m ( $h_{\text{bâtiment}} = 31.62 \text{ m}$ )

→ Alors d'après les deux critère précédent on obtient **A= 0.10**

✓ Coefficient de comportement global de la structure (R) :

**R** :coefficient réducteur des forces obtenues par analyse linéaire prenant en compte la non-linéarité d'une structure du fait du comportement du matériau et du système structural

La valeur de R est donnée par le : 'Le tableau 4-3 '(RPA99-V-2003) en fonction du système de contreventement tel qu'il définie dans 'L'article 3.4' du (RPA 99-V-2003)

On a un système de contreventement comme suit : portique auto stables avec remplissages en maçonnerie rigide alors le coefficient de comportement global de la structure égal a :**R=3.5**

✓ Facteur d'amplification dynamique (D) :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 < T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 < T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Ou :

$\eta$  : facteur de correction d'amortissement

T :période fondamentale

$T_2$  :période caractéristique associé à la catégorie de site

Remplissage dense donc : $\zeta = 7$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}}$$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.8819 > 0.7$$

site 3 : meuble :  $T_2=0.50s$  ,  $T_1=0.15s$

T :la période fondamentale : $T = \min \left( 0.09 \times \frac{h_N}{\sqrt{l}} ; c_t \times h_N^{3/4} \right)$

\* $C_t$  :coefficient en fonction du système de contreventement du type de remplissage il est donnée par (le tableau 4.6RPA99)=**0.05**

\* $h_N$  : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

N : **$h_N=33.83$  m**

\*L : la dimension du bâtiment dans la direction du séisme  $L_x=24.71m$ ,  $L_y=24.71m$

**Donc :**

$$T_x = \min \left( 0.09 \times \frac{33.83}{\sqrt{24.71}} ; 0.05 \times (33.83)^{3/4} \right)$$

$$T_x = \min (0.61 , 0.70 ) \rightarrow T_x = 0.61 \text{ s} \dots \text{sens longitudinal}$$

$$T_y = \min \left( 0.09 \times \frac{33.83}{\sqrt{24.71}} ; 0.05 \times (33.83)^{3/4} \right)$$

$$T_y = \min (0.61 , 0.70 ) \rightarrow T_y = 0.61 \text{ s} \dots \text{sens transversal}$$

Alors on a trouvée  $T = T_x = T_y = 0.61 \text{ s}$

$$\text{On a : } T_2 < T < 3s \rightarrow D = 2.5 \eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5 \times 0.8819 \times \left( \frac{0.50}{0.61} \right)^{2/3}$$

$$D_x = 1.93$$

$$D_y = 2.5 \times 0.8819 \times \left( \frac{0.50}{0.61} \right)^{2/3}$$

$$D_y = 1.93$$

✓ Facteur de qualité (Q) :

le facteur de qualité est en fonction de :

- 1) la redondance et la géométrie des éléments qui constituent
- 2) la régularité en plan et en élévation
- 3) la qualité de contrôle de construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :  $Q = 1 + \sum p_q$

$p_q$  : est la pénalité a retenir selon que le critère de qualité q « satisfait ou non »

**Tableau V.1 : pénalité correspondante au critère**

	Q	
	Sens x	Sens y
Condition minimale des files porteuses	0.05	0.05
Redondance en plan	0.05	0.05
Régularité en élévation	0.05	0.05
Régularité en plan	0.05	0.05
Contrôle de qualité des matériaux	0	0
Contrôle de qualité d'exécution	0	0

Donc : $Q_x=1.25$

$Q_y =1.25$

✓ Période fondamentale de la structure :

La période fondamentale de la structure =1.18 s

D'après le RPA 99V2003 la valeur de T calculé ne doit pas dépassé 30% de celle estimé a partir des formules empiriques

→  $T=0.61 \times 1.3 = 0.80 \text{ s}$

**V.8.2 Période et participation massique :**

**Tableau V.2 période et pourcentage de participation massique**

StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	
Mode	1	1.187936	<b>39%</b>	<b>27%</b>	0%	39%	27%	translation
Mode	2	1.135665	<b>27%</b>	<b>39%</b>	0%	66%	66%	translation
Mode	3	0.961857	0%	0%	0%	66%	66%	rotation
Mode	4	0.298418	11%	7%	0%	77%	73%	
Mode	5	0.295942	6%	10%	0%	83%	83%	
Mode	6	0.217297	1%	1%	0%	84%	84%	
Mode	7	0.147106	0%	0%	6%	84%	84%	
Mode	8	0.132858	4%	1%	0%	88%	85%	
Mode	9	0.132186	1%	5%	1%	89%	90%	
Mode	10	0.131151	1%	0%	8%	<b>90%</b>	<b>90%</b>	
Mode	11	0.130176	0%	1%	7%	<b>90%</b>	<b>90%</b>	
Mode	12	0.124288	0%	0%	10%	<b>90%</b>	<b>90%</b>	

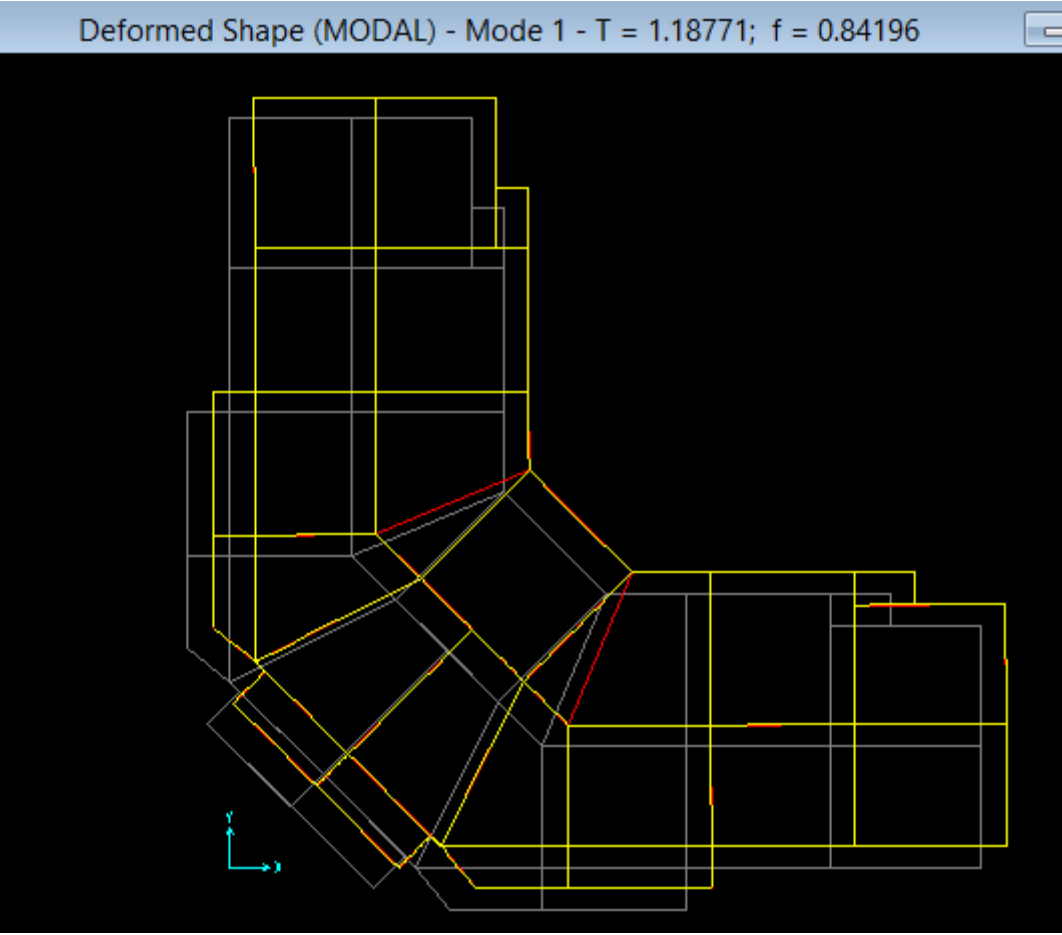


Figure V.3 : Mode 1 : (Translation )

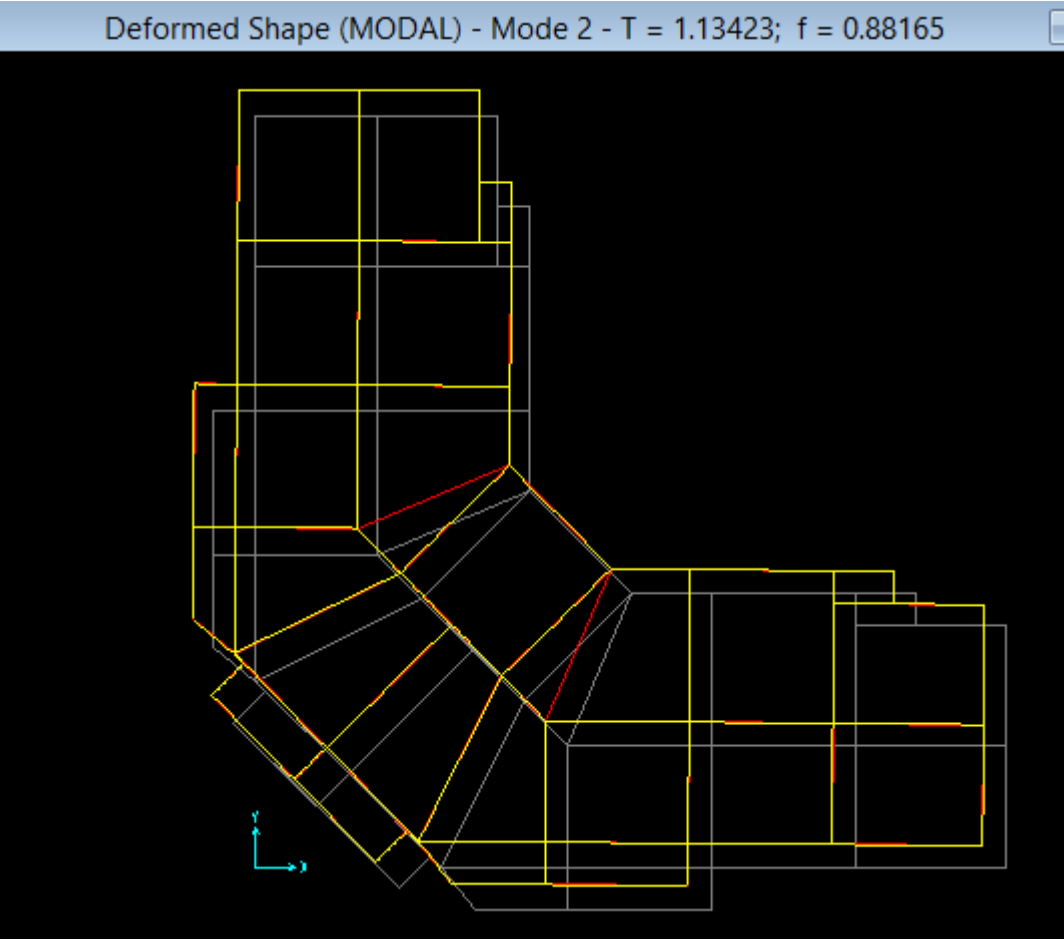
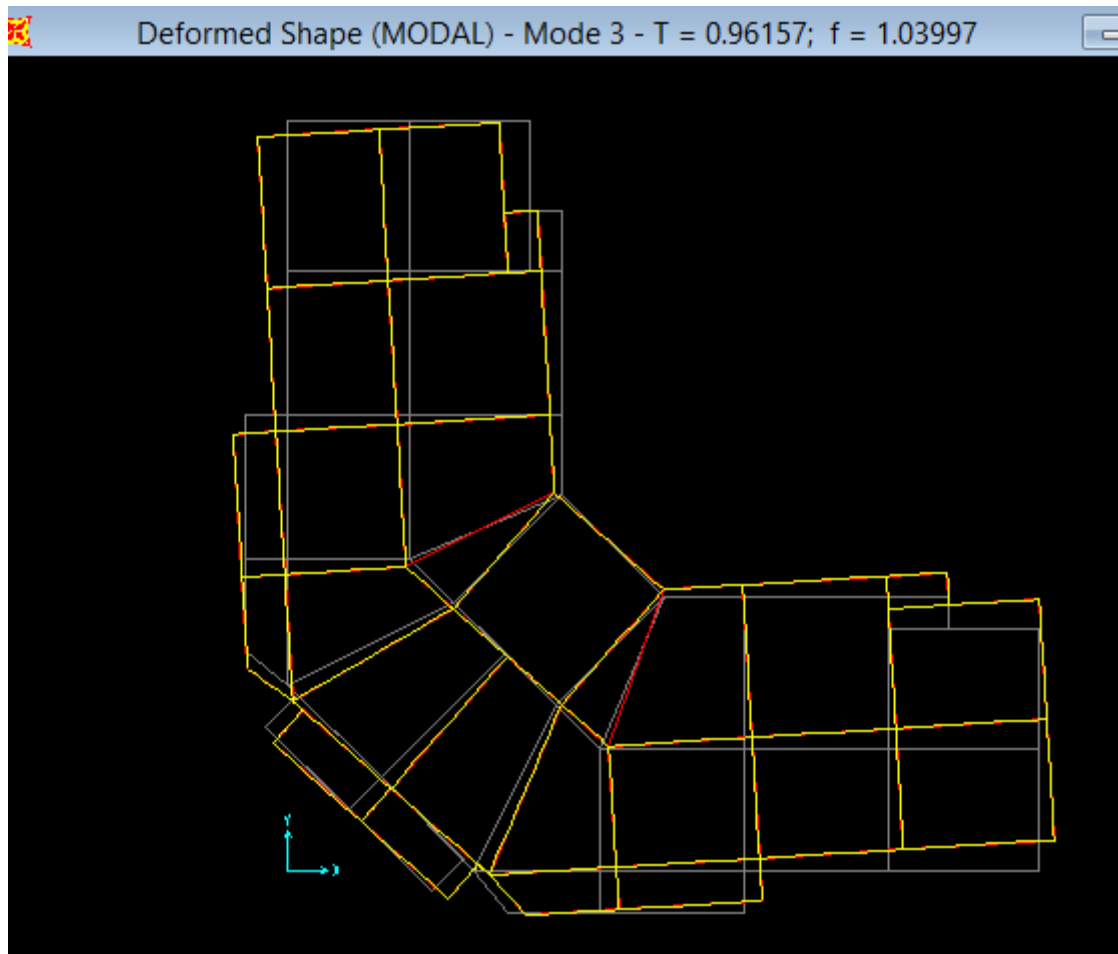


Figure V.4 Mode 2 (Translation )





**Figure V.5: Mode 3 (rotation )**

**V.8.3 Poids total de la structure :**

Pour le calcul de poids des différents niveaux de la structure on a le tableau suivant qui est donné par logiciel SAP2000 :

**Tableau V.3 Poids des différents niveaux**

Niveau	Poids (t)
Sous -sol	708
RDC	728
1	714
2	714
3	714
4	709
5	699
6	695
7	691
8	687
9	553

Le poids total de la structure :  $W= 7612 \text{ t}$

**V.8.4 Détermination de l'effort tranchant :**

$$V_x = \frac{0.10 \times 1.93 \times 1.25}{3.5} \times 7612 \times 10$$

$$V_x = 5246.8 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.10 \times 1.93 \times 1.25}{3.5} \times 7612 \times 10$$

$$V_y = 5246.8 \text{ KN}$$

Remarque: les resultants ne sont pas identique j'ai prend pas tout les chiffre

**V.8.5 Détermination de la force sismique de chaque niveau :**

Les forces sismique de chaque niveau est données par la formule (4-11 du RPA 99 V2003 )

$$F_i = \frac{(v-Ft).w.H_i}{\sum_1^n w_j.H_j}$$

Avec :

$F_t$  : est la force concentré au sommet de la structure  $F_t = 0.07 \times V \times T$

**Tableau V.4 les forces sismiques de chaque niveau pour R=3.5**

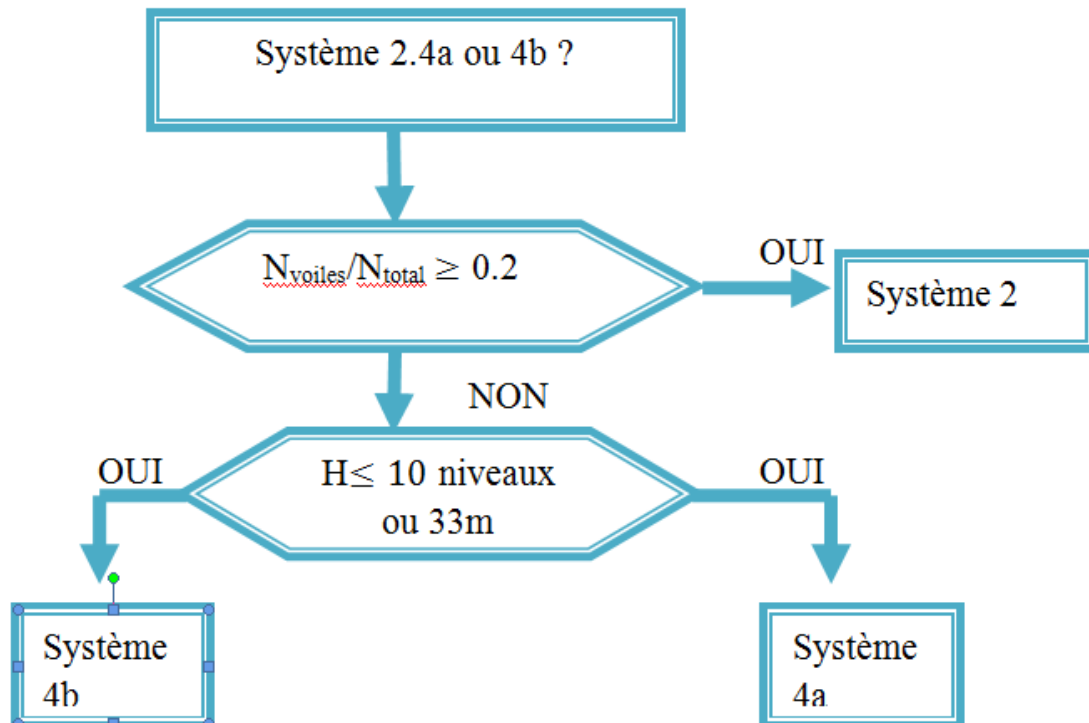
Niveau	Fx(KN)	Effort tranchant sens x (KN)
Sous -sol	71.51	529.186 × 10
RDC	165.81	522.035 × 10
1	249.17	505.453 × 10
2	335.71	480.536 × 10
3	422.26	446.965 × 10
4	505.24	404.739 × 10
5	582.84	354.215 × 10
6	663.75	295.931 × 10
7	743.68	229.556 × 10
8	822.65	155.187 × 10
9	729.22	72.922 × 10

**Tableau V.5 les forces sismiques de chaque niveau pour R=3.5**

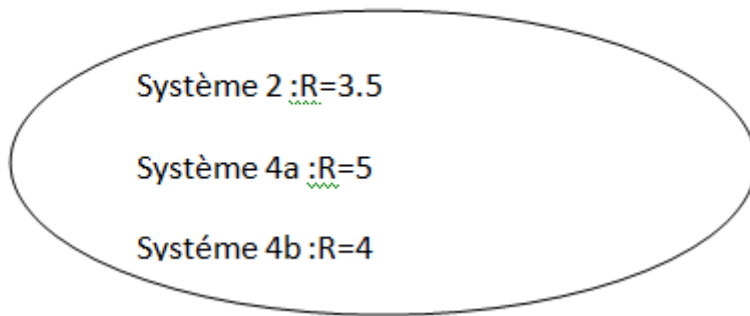
Niveau	Fy(KN)	Effort tranchant sens y (KN)
Sous -sol	71.51	529.186× 10
RDC	165.81	522.035× 10
1	249.17	505.453× 10
2	335.71	480.536× 10
3	422.26	446.965× 10
4	505.24	404.739× 10
5	582.84	354.215× 10
6	663.75	295.931× 10
7	743.68	229.556× 10
8	822.65	155.187× 10
9	729.22	72.922× 10

**V.8.6 Vérification du coefficient de comportement R :**

- organigramme qui en-dessous montre la classification des systèmes de contreventement avec voile



Avec :



A partir de SAP 2000 on a :

$$N_{total}=58949.732 \text{ KN}$$

$$N_{voile}= 15176.629 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{voile}}{N_{totale}} = \frac{15176.629}{58949.732} = 0.25 \geq 0.2$$

Donc système 2 : R=3.5

\*vérification :

**Tableau V.6 Base réaction**

<b>TABLE: Base Reactions</b>				
<b>OutputCase</b>	<b>CaseType</b>	<b>StepType</b>	<b>GlobalFX</b>	<b>GlobalFY</b>
Text	Text	Text	KN	KN
EX	LinStatic		-5291.84	7.897E-10
EY	LinStatic		1.001E-09	-5281.48

**Tableau V.7 voiles :**

<b>SectionCut</b>	<b>OutputCase</b>	<b>CaseType</b>	<b>P</b>	<b>V2</b>	<b>V3</b>
Text	Text	Text	KN	KN	KN
Vvoiles	EX	LinStatic	1844.725	3917.457	339.024
Vvoiles	EY	LinStatic	1430.493	332.34	3874.286
Vxx	EX	LinStatic	-755.938	4493.227	-389.509
Vxx	EY	LinStatic	1297.624	-41.113	632.638
Vyy	EX	LinStatic	759.272	626.586	-39.282
Vyy	EY	LinStatic	-189.572	-380.729	4452.958

$$\text{Sens x : } \frac{v_{xx}}{v_{bc}} = \frac{4493.227}{5291.84} = \mathbf{0.84} \sim \mathbf{85\%} \geq \mathbf{60\% c. v}$$

$$\text{Sens y : } \frac{v_{yy}}{v_{bc}} = \frac{4452.958}{5281.48} = \mathbf{0.84} \sim \mathbf{85\%} \geq \mathbf{60\% c. v}$$

### V.9 Méthode d'analyse spectrale modale :

#### V.9.1 spectre de réponse :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA99 V2003) :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A(1 + \frac{T}{T_1} (2.5\eta \frac{Q}{R} - 1)) & 0 < T < T_1 \\ 2.5\eta(1.25A)(\frac{Q}{R}) & T_1 < T < T_2 \\ 2.5\eta(1.25A)(\frac{Q}{R})(\frac{T_2}{T})^{2/3} & T_2 < T < 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A)(\frac{T_2}{3})^{2/3}(\frac{3}{T})^{5/3}(\frac{Q}{R}) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

T : période fondamentale de la structure

T1, T2 : période caractéristique associés à la catégorie de site (S1)

Sa : accélération spectrale

g : accélération de la pesanteur = 9.81 m/s<sup>2</sup>

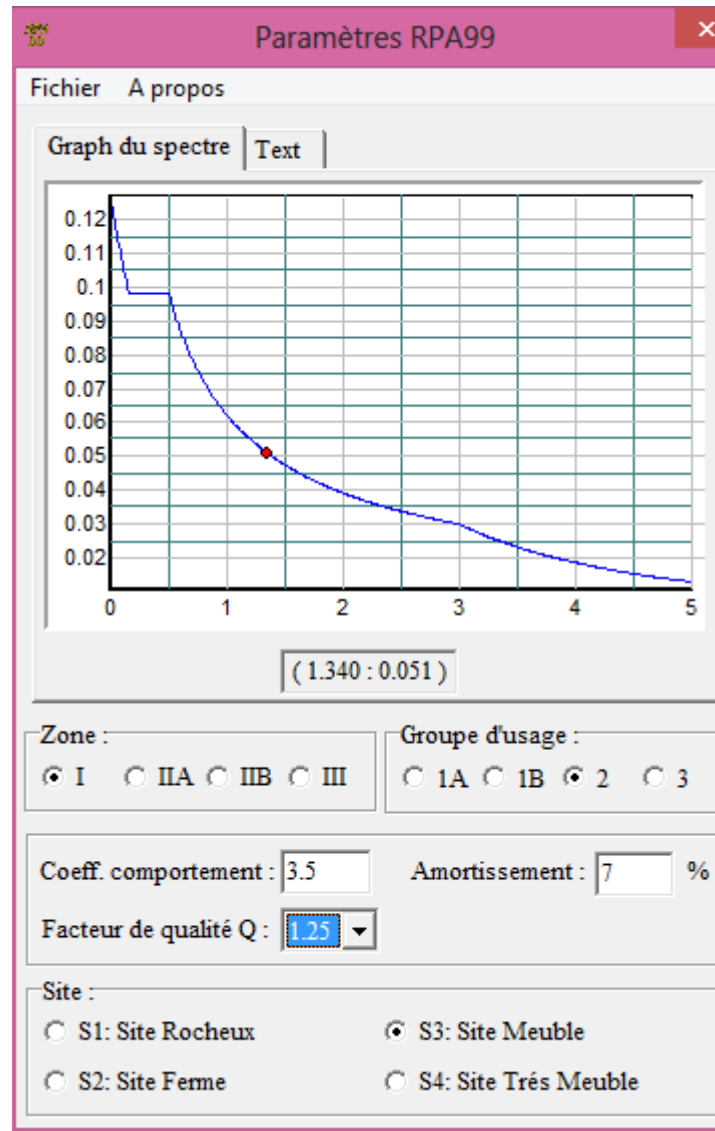
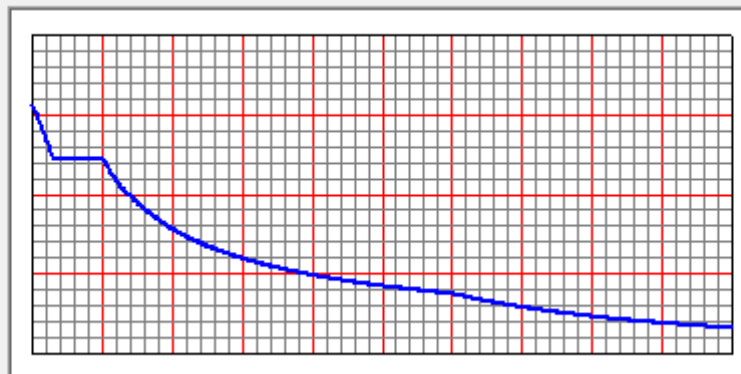


Figure V.6 : RPA

Function Graph



**Figure V.7 spectre de réponse pour R=3.5**

**V.10 Résultante des forces sismique de calcule :**

D'après le RPA 99V2003 (article 4.3.6),la résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieur à 80% de la résultante de la force sismique déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée .

Si  $V_t < 80\% V_s$  ,il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (force ,déplacements , moments ..... ) dans le rapport  $0.8 V_s/V_t$

Voilà les résultats qui on obtient après analyse :

**Tableau V.8 comparaison entre l'effort statique et dynamique**

<b>TABLE: Base Reactions</b>				
<b>OutputCase</b>	<b>CaseType</b>	<b>StepType</b>	<b>GlobalFX</b>	<b>GlobalFY</b>
Text	Text	Text	KN	KN
EX	LinStatic		-5291.84	7.898E-10
EY	LinStatic		1.002E-09	-5281.48
Sx	LinRespSpec	Max	2018.972	410.673
Sy	LinRespSpec	Max	410.673	2030.631

L'effort tranchant à la base :

Sens x :

$$V_{\text{dynamique}} = 2018.972 \text{ KN} < V_{\text{statique}} = 0.8 \times 5291.84 = 4233.472 \text{ KN} \dots\dots \text{C.N.V}$$

Sens y :

$$V_{\text{dynamique}} = 2030.631 \text{ KN} < V_{\text{statique}} = 0.8 \times 5281.48 = 4225.184 \text{ KN} \dots\dots \text{C.N.V}$$

Remarque : on ajoute le coefficient  $0.8 \times \frac{V_{\text{dyn}}}{V_{\text{stat}}}$  à la combinaison

**Tableau V.9 comparaison entre l'effort statique et dynamique**

<b>TABLE: Base Reactions</b>				
<b>OutputCase</b>	<b>CaseType</b>	<b>StepType</b>	<b>GlobalFX</b>	<b>GlobalFY</b>
Text	Text	Text	KN	KN
EX	LinStatic		-5291.84	7.898E-10
EY	LinStatic		1.002E-09	-5281.48
Sx	LinRespSpec	Max	4239.84	862.414
Sy	LinRespSpec	Max	862.414	4264.326

L'effort tranchant à la base :

Sens x :

$$V_{\text{dynamique}} = 4239.84 \text{ KN} < V_{\text{statique}} = 0.8 \times 5291.84 = 4233.472 \text{ KN} \dots\dots C..V$$

Sens y :

$$V_{\text{dynamique}} = 4264.326 \text{ KN} < V_{\text{statique}} = 0.8 \times 5281.48 = 4225.184 \text{ KN} \dots\dots C..V$$

D'après les résultats précédents on remarque que la condition :

**$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}}$**  est vérifiée

**V.11. l'effet p-delta :**

Les effets du 2° ordre (ou effet p-delta ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfait à tous les niveaux :

$$\theta = P_K \Delta_k / V_K h_k \leq 0.10$$



**Tableau V.10 :Vérification Effet p-delta**

étage	Pk	dk	R	$\delta=dk*R$	$\Delta k$	Vkx	hk	$\theta_{ky}=Pk*\Delta k/Vk*hk$	P- $\Delta$	$\Delta k$
1	71.51	0.000784	3.5	0.002744	0.000784	5291.86	2.55	4.15465E-06	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
2	165.81	0.003084	3.5	0.010794	0.0023	5220.35	3.23	2.26171E-05	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
3	249.17	0.006273	3.5	0.0219555	0.003189	5054.53	3.06	5.13746E-05	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
4	335.71	0.010225	3.5	0.0357875	0.003952	4805.36	3.06	9.02264E-05	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
5	422.26	0.014676	3.5	0.051366	0.004451	4469.65	3.06	0.000137418	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
6	505.24	0.0194	3.5	0.0679	0.004724	4047.39	3.06	0.000192713	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
7	582.84	0.024244	3.5	0.084854	0.004844	3542.15	3.06	0.000260474	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
8	663.75	0.029072	3.5	0.101752	0.004828	2959.31	3.06	0.000353883	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
9	743.68	0.033739	3.5	0.1180865	0.004667	2295.56	3.06	0.000494099	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
10	822.65	0.038211	3.5	0.1337385	0.004472	1551.87	3.06	0.000774712	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE
11	729.22	0.042405	3.5	0.1484175	0.004194	729.22	3.06	0.001370588	P-DELTA NEGLIGE	VERIFIE

Avec :

$V_k$  : effort tranchant d'étage au niveau 'k'

$h_k$  : la hauteur d'étage

$pk$  = la valeur des masse des planchers a partir de mse

$dK$  : déplacement ux et uy a partir de logiciel déplacement diaphragme

remarque : d'après les résultats on observe que l'effet P-delta est négligé

### V.12 Stabilité au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ,au poids des fondations et éventuellement au poids de remblai .

Donc il faut vérifier que :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

avec :

moment résistant :  $M_s = \sum W_i \times b_i$

moment renversement :  $M_r = \sum F_i \times Z_i$

$F_i$  :la force sismique au niveau  $i$

$W_i$  : poids de niveau  $i$

$b_i$  :bras de levier de niveau  $i$

$h_i$  : hauteur de niveau  $i$

**Tableau V.11 : stabilité de la structure au renversement**

**Vérification du renversement du bâtiment :**

$V_x^{dyn}$ (KN)	4239.84
$V_y^{dyn}$ (KN)	4264.326
H (m)	33.32
$L_x$ (m)	24.71
$L_y$ (m)	24.71
$G_T$ (KN)	551625.749
$M_R = (2/3) H V_x^{dyn}$ (KNm)	94180.9792
$M_S = 0,8 G (L_x/2)$ (KNm)	5452268.9
$M_S / M_R > 1,5$	<b>Le bâtiment est stable suivant X</b>
$M_R = (2/3) H V_y^{dyn}$ (KNm)	94724.89488
$M_S = 0,8 G (L_y/2)$ (KNm)	5452268.9
$M_S / M_R > 1,5$	<b>Le bâtiment est stable suivant Y</b>

Le bâtiment est stable vis-à-vis le renversement suivant les deux direction

**V.13 conclusion :**

l'étude dynamique m' a permis de constater une difficulté particulière dans les choix de la dispositions des ,voiles .on a essayées plusieurs dispositions mais elles me donnaient t des résultat non conformes aux recommandation de RPA99V2003

les résultats acceptables est en terme de la période ,déplacement ,efforts

on remarque que toutes les vérifications de l'étude dynamique sont vérifiées ,donc on peut conclure que notre dimensionnement et la modélisation par logiciel SAP 2000 sont réussi.

## **CHAPITRE IV**

### **Etude Des Éléments Structuraux**

## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

---

### VI.1 Introduction :

Dans ce chapitre, l'étude sera menée pour les éléments résistants de la structure, avec Les détails de calcul des poteaux et des poutres.

Pour la détermination du ferrailage on considère le cas le plus défavorable, le calcul De la section d'armature dépend à la fois du moment fléchissant, et de l'effort Normal, ces valeurs sont données par le logiciel **SAP2000**.

Le ferrailage sera fait conformément aux règles **CBA93**, **BAEL91** et le **RPA99V2003**.

Dont :

- Les poutres seront calculées en flexion simple
- Les poteaux seront calculés en flexion composée
- Les voiles seront calculées en flexion composée

### VI.2 Etude des Poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M).

#### VI.2.1 Combinaisons de calcul :

Combinaisons fondamentales selon le **B.A.E.L 91** :



- ✓ **ELU :  $1,35G + 1,5Q$**
- ✓ **ELS :  $G + Q$**

Combinaisons accidentelles selon le **RPA 99/V2003** :

- ✓  **$G + Q \pm E$**
- ✓  **$0,8G \pm E$**

#### VI.2.2 Les sollicitations dans les poteaux :

Les sections d'armatures sont déterminées et calculées selon les sollicitations les plus défavorables :

- Effort normal maximal et le moment correspondant  $N \max$         $M$
- Moment maximum et l'effort normal correspondant  $M \max$         $N$

**Tableau VI.1 Sollicitations maximales à ELU :**

## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Niveau	N max (MN)	M <i>corres</i> (MN)	M max(MN)	N <i>corres</i> (MN)
RDC et sous sol	1,1482	0,0399	0,0588	0,9829
,1,2,3 , 4étage	0.813	0,0400	0,0486	2.0149
5étage	0,5279	0,0443	0,0508	1,0780
6 et 7 étage	0,2001	0,0401	0,0362	0,638
8 et 9	0.1389	0.0394	0.023	0.210

**Tableau VI.2 : Sollicitations maximales accidentelles (G+Q±E) :**

Niveau	N max(MN)	M <i>corres</i> (MN)	M max(MN)	N <i>corres</i> (MN)
RDC	4.8656	0,0341	0,276	2,109
1,2,3,4étage	2.7637	0,0298	0,1781	1.6662
5étage	2,7425	0,0209	0,1528	1,2053
6 et 7étage	0,0534	0,0250	0,2446	0,5140
8 et 9 étage	0.0423	0.0211	0.1253	0.4565

**Tableau VI.3 ::Sollicitations maximales à ELS :**

Niveau	N max(MN)	M <i>corres</i> (MN)	M max(MN)	N <i>corres</i> (MN)
RDC	0,8505	0,0295	0,0436	1.8243
1,2,3,4 étage	0,6022	0,0296	0,0363	1.4922
5étage	0,8022	0,0290	0,0349	1,3492
6 et 7étage	0,1407	0,033	0,0462	0,473
8 et 9 étage	0.1123	0.0236	0.0436	0.2563

**Tableau VI.4 : Sollicitations maximales accidentelles (0,8G±E):**

Niveau	N max(MN)	M <i>corres</i> (MN)	M max(MN)	N <i>corres</i> (MN)
RDC	5.0867	0,0337	0,266	4.0497
1 ,2,3,4étage	2,9162	0,0296	0,1825	1.3306
5étage	0,6738	0,0169	0,1790	1,3168
6 et 7 étage	0,335	0,0396	0,1701	1.0751
8 et 9 étage	0,1039	0,0259	0,263	0,4135

### VI.3 Calcul du ferrailage :

#### VI.3 .1Armatures longitudinales :

D'après le **RPA99/V2003(artcle 7.4.2.1)** on a :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux est de :

$A_{min} = 0,7\% \times \text{Section du béton (Zone I)}$

## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :  
 $A_{max} = 4\% \times \text{Section du béton (Zone courante)}$   
 $A_{max} = 6\% \times \text{Section du béton (Zone de recouvrement)}$
- Le diamètre minimum est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de  $40 \varnothing$  (zone I)
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone I).
- La zone nodale est constituée par le nœud (**poutre-poteaux**) proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs sont données dans la figure suivante :

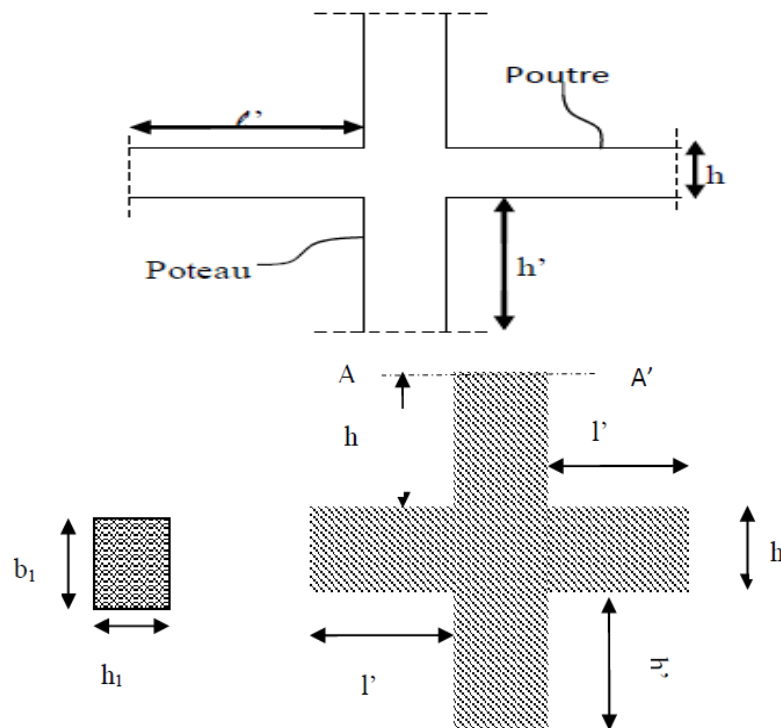


Figure VI.2 : Zone nodale (nœud poutre-poteaux)

**Poutre :**  $L' = 2 \times h$

Avec : h : Hauteur de la poutre

Tableau VI.5 : La longueur de la zone nodale pour les poutres

Poutre	
h (cm)	L' (cm)
45	90
35	70

**Poteau :**  $h' = \max (he/6 ; b1 ; h1 ; 60\text{cm})$

Avec : b1;h1: dimensions du poteau

he : La hauteur de l'étage

## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Tableau VI.6 : La longueur de la zone nodale pour les poteaux

Poteaux		
(a=b) (cm)	he(cm)	h' (cm)
75	323	60
65	374	60
60	306	60
55	306	60
50	306	60

### ❖ Calcul de ferrailage :

Par les formules de la flexion composée on va calculer les armatures nécessaires dans les poteaux à l'état limite ultime et à l'état accidentel.

On prendra comme un exemple de calcul :

#### ▪ Le Poteau le plus sollicité du RDC à ELU :

Avec : N (max) ; M (max)

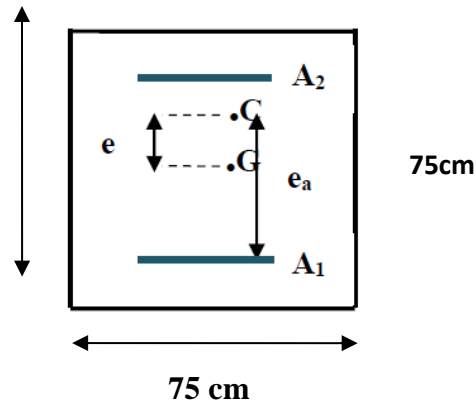
Tableau VI.7 : Les sollicitations du poteau RDC(Nmax, Mcor)

RDC	N max	M cor
ELU	1,1482	0,0399

Avec :

a = b = 0,75 m ; Fe = 400 MPa ; fc28 = 25 MPa ;  $\gamma_s = 1,15$  ;  $\gamma_b = 1,5$  ;  
 $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$  ; d = 0,675 m ; d' = 0,075 m ;  $\mu_R = 0,392$

N : Effort de compression, donc C sera en haut de G



$$e = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0,0399}{1,1482} = 0,035 \text{ m} < \frac{h}{6} = 0,125 \text{ m}$$

$$ea = e + \frac{h}{2} - d' = 0,335 \text{ m}$$

#### • Moment fictive:

$$Ma = Nu \times ea = 1,1482 \times 0,335 = 0,384 \text{ MN.m}$$

#### • Vérification du domaine :

$$Nu \times (d - d') - Ma = 0,3049 \dots \dots \dots (1)$$

$$(0,337 - 0,81 \times \frac{d'}{d}) \times b \times d^2 \times f_{bc} = 0,887 \dots \dots \dots (2)$$

## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

(1) < (2) **Domaine 2** : ➔ La section est partiellement comprimée avec armature inférieurs tendues.

$$uU = \frac{Ma}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,384}{0,75 \times 0,675^2 \times 14,17} = 0,08 \leq uR = 0,392 \quad \text{➔ section à simple Armateur}$$

Les armatures supérieures :  $A_2 = 0$

Les armatures inférieures :  $A_1$  sont calculées par la formule :

$$A_1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left( \frac{Ma}{Z} - Nu \right)$$

Avec :

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu u} \right) \quad \text{➔} \quad \alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,08} \right) = 0,104$$

$$Z = d \left( 1 - 0,4 \times \alpha \right) = 0,45 \times \left( 1 - 0,4 \times 0,104 \right) = 0,431 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{1}{348} \left( \frac{0,384}{0,431} - 1,1482 \right) = -6,7 \text{ cm}^2$$

Le béton seul à la possibilité de résister sans ferrailage.

Donc on va ferrailer avec  $A_{min}$  de (RPA 99 V2003)

- **Le Poteau le plus sollicité du RDC à l'accidentel :**

Avec : N (cor) ; M (max)

**Tableau VI.8 : Les sollicitations du Poteau RDC (M max, N cor)**

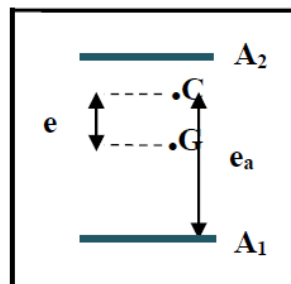
	M max	N cor
RDC	0,0588	0,9829

Avec :

$a = b = 75 \text{ cm}$  ;  $F_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $\gamma_s = 1,15$  ;  $\gamma_b = 1,5$  ;

$f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$  ;  $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$  ;  $d = 0,675 \text{ m}$  ;  $d' = 0,075 \text{ m}$  ;  $\mu R = 0,392$

N : Effort de compression, donc C sera en haut de G



$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,0588}{0,9829} = 0,06 \text{ m} < \frac{h}{6} = 0,125 \text{ m}$$

$$ea = e + \frac{h}{2} - d' = 0,36 \text{ m}$$

- **Moment fictive:**

$$Ma = N \times ea = 0,9829 \times 0,36 = 0,353 \text{ MN.m}$$



## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

- **Vérification du domaine :**

$$N \times (d - d') - Ma = 0,236 \dots\dots\dots (1)$$

$$(0,337 - 0,81 \times \frac{d'}{d}) \times b \times d^2 \times fbc = 0,887 \dots\dots\dots (2)$$

**(1) < (2) Domaine 2:** ➔ La section est partiellement comprimée avec armature inférieurs tendues.

$$uU = \frac{Ma}{b \times d^2 \times fbc} = \frac{0,353}{0,75 \times 0,675^2 \times 14,17} = 0,073 \leq uR = 0,392 \text{ ➔ section à simple Armateur}$$

Les armatures supérieures : **A2=0**

Les armatures inférieures : A1 sont calculées par la formule :

$$A1 = \frac{1}{\sigma_{st}} \left( \frac{Ma}{Z} - N \right)$$

Avec :

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu u}) \text{ ➔ } \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,073}) = 0,09$$

$$Z = d (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,45 \times (1 - 0,4 \times 0,09) = 0,4338m$$

$$A1 = \frac{1}{348} \left( \frac{0,353}{0,4338} - 0,9829 \right) = -4,9cm^2$$

Le béton seul à la possibilité de résister sans ferrailage.

Donc on va ferrailer avec Amin de **(RPA 99 V2003)**

**Tableau VI.9: Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant**

Niveau	(N (max) ; M (correspondant))			(M (max) ; N (correspondant))		
	A1 (cm <sup>2</sup> )	A2 (cm <sup>2</sup> )	Section	A1 (cm <sup>2</sup> )	A2 (cm <sup>2</sup> )	Section
RDC et sous-sol	-6.7	0	S.P.C	-4.9	0	S.P.C
1 et 2 .3 .4 étage	-10	0	S.P.C	-47.7	0	S.P.C
5étage	-5.7	0	S.P.C	-13	0	S.P.C
7 et 6 étage	-11,30	0	S.P.C	-12,24	0	S.P.C
9et 8 étage	-4,21	0	S.P.C	-3,23	0	S.P.C

**a. Vérification des armatures longitudinales :** D'après le **RPA99/V 2003 :**

- A (min) = 0,7% × S
- A (max) = 3% × S (Zone courante).
- A (max) = 6% × S (Zone de recouvrement)

Avec :

S : La section du Béton.

## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Tableau VI.10 : Armatures minimales et maximales selon le RPA99/V2003

Types	Section (cm <sup>2</sup> )	A (min) (cm <sup>2</sup> )	Z.C	Z.R
			A (max) (cm <sup>2</sup> )	A (max) (cm <sup>2</sup> )
Poteau (75×75)	5625	19.3	77.9	156.2
Poteau (65×65)	4225	16.49	62.65	125
Poteau (60×60)	3600	13.2	51.98	105.61
Poteau (55×55)	3025	10.13	38.57	76.98
Poteau (50×50)	2500	8.21	29.47	56.70

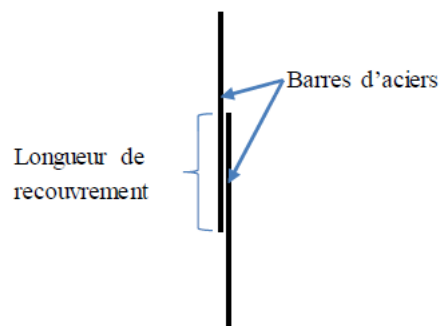
### **b. Choix des armatures longitudinales :**

On a ferrillé par le minimum exigé par le **RPA99/Version2003**, et on a choisi celles qui ont vérifiées toutes les conditions.

Tableau VI.11 : Ferrillages longitudinales adopté pour les Poteaux

Niveau	Section (cm <sup>2</sup> )	Armatures adopté		
		N×∅	S (cm <sup>2</sup> )	A1 (SAP2000)
RDC et sous sol	75×75	12T16	21.55	25
1 et 2 .3.4étage	65×65	8T14+4T12	18.10	20,25
5étage	60×60	8T14	15.83	16,00
7 et 6 étage	55×55	4T12+4T14	11.31	12,25
9et 8 étage	50×50	8T12	9.03	9,00

### **c. Calcule des longueurs de recouvrement :** D'après le **RPA99/version2003** :



## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Figure VI.3: Longueur de recouvrement.

On a :  $L_r \geq (40 \times \emptyset) \Rightarrow$  Zone (I)

Tableau VI.12 : Longueur de recouvrement calculée et choisie pour chaque Type d'acier

$\emptyset$ (max) (mm)	Lr(calculé)(mm)	Lr(choix) (mm)
$\emptyset 16$	640	700
$\emptyset 14$	560	600
$\emptyset 12$	480	500

### Armatures transversales :

#### a. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

D'après **RPA99/version2003**, La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \overline{\tau_{bu}}$$

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b \times d}$$

Avec :

- $\tau_{bu}$ : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique
- V : Effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée
- b : La largeur de la section étudiée
- d : La hauteur utile

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho d \times f_c 28$$

Avec :

- $\rho d = 0,075 \Rightarrow \lambda g \geq 5$
- $\rho d = 0,04 \Rightarrow \lambda g < 5$

$\lambda g$ : L'élançement géométrique du poteau

$$\lambda g = \left( \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec:

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

$l_f$ : Longueur de flambement du poteau

$$l_f = 0,7L_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142$$

## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

**Tableau VI.13 : Vérification spécifique sous sollicitations normales**

Niveau	V (MN)	$\lambda g$	$\rho d$	$\tau_{bu}$ (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
Sous sol	0,0295	2.38	0,04	0,058	1	<b>C.V</b>
Rdc	0,0427	3.01	0,04	0,084	1	<b>C.V</b>
Etage 1	0,0355	4,02	0,04	0,0933	1	<b>C.V</b>
Etage 2	0,0403	4.02	0,04	0,105	1	<b>C.V</b>
Etage 3	0,0386	4.02	0,04	0,101	1	<b>C.V</b>
Etage 4	0,0407	4.02	0,04	0,107	1	<b>C.V</b>
Etage 5	0,0394	3.75	0,04	0,1216	1	<b>C.V</b>
Etage 6	0,0347	3.98	0,04	0,1274	1	<b>C.V</b>
Etage 7	0,0450	3.98	0,04	0,1652	1	<b>C.V</b>
Etage 8	0.0310	4.284	0.04	0.1377	1	<b>C.V</b>
Etage 9	0.0475	4.284	0.04	0.211	1	<b>C.V</b>

### **b. Choix des armatures transversales : D'après RPA99/V2003**

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

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times s_t}{h \times f_e}$$

Avec:

$V_u$ : C'est l'effort tranchant maximal de calcul

$h$ : Hauteur totale de la section brute

$f_e$  : 400MPa

$\rho_a$  : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant :

- $\rho_a = 2,50 \implies$  Si :  $\lambda g \geq 5$
- $\rho_a = 3,75 \implies$  Si :  $\lambda g < 5$

$s_t$  : L'espacement des armatures transversales :

- **Zone nodale** :  $s_t \leq \text{Min}(10\phi_1 ; 15\text{cm}) \implies$  Zone (I)
- **Zone courante** :  $s_t \leq 15\phi_1 \implies$  Zone (I)

Avec : ( $\phi_1$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau).

On adopte les espacements suivant :

**Zone nodale** :  $s_t \leq \text{Min}(10 \times 1,2; 15\text{cm}) \implies s_t \leq \text{min}(12; 15) \text{ cm}$   
 $s_t = 10\text{cm}$

## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

**Zone courante** :  $St' \leq (15 \times 1,2) \implies St' \leq 18 \text{ cm}$   
 $St' = 15 \text{ cm}$

### **c. Vérification des armatures transversales selon RPA99/V2003 :**

La quantité d'armatures transversales minimales  $(\frac{At}{st \times b})$  est donnée comme suit :

- Si :  $\lambda g \geq 5 \implies (\frac{At}{st \times b}) = 0,3 \%$
- Si :  $\lambda g \leq 3 \implies (\frac{At}{st \times b}) = 0,8 \%$
- Si :  $3 \leq \lambda g \leq 5 \implies$  Interpoler entre les valeurs limitent précédentes.

**L'interpolation** : Est une méthode simple pour estimer la valeur prise par les deux fonctions ;  
On prend :

$$F(xa) = Ya \implies F(5) = 0,3 \% \text{ et } F(xb) = Yb \implies F(3) = 0,8 \%$$

On prend comme exemple de calcul le poteau du RDC :  
( $\lambda g = 4,284$ ) ; ( $St = 10 \text{ cm}$ ) ; ( $b = 50 \text{ cm}$ )

$$F(x) = \frac{ya - yb}{xa - xb} \times (X) + \frac{(xa \times yb) - (xb \times ya)}{xa - xb}$$

$$F(x) = \frac{0,3 - 0,8}{5 - 3} \times (3,01) + \frac{(5 \times 0,8) - (3 \times 0,3)}{5 - 3} = 0,51 \%$$

$$\frac{At}{st \times b} = 0,51 \%$$

$$At(\min) = 0,51\% \times St \times b = (0,51\%) \times 10 \times 50$$

$$At(\min) = 3,8 \text{ cm}^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Tableau VI.14 : Les armatures transversales des poteaux

Niveau	h (cm)	V(max) (MN)	$\Lambda_g$	$\rho_a$	St (cm)	St' (cm)	At (cm <sup>2</sup> )	At(min) (cm <sup>2</sup> )	Choix
Sous-sol	75	0,0295	2.38	3,75	10	15	0,368	3.8	4T10
RDC	75	0,0427	3.01	3,75	10	15	0,533	3.8	4T10
Etage 1	65	0,0355	4.02	3,75	10	15	0,512	3.12	4T10
Etage 2	65	0,0403	4.02	3.75	10	15	0,518	3.12	4T10
Etage 3	65	0,0386	4.02	3.75	10	15	0,556	3.12	4T10
Etage 4	65	0,0407	4.02	3.75	10	15	0,587	3.12	4T10
Etage 5	60	0,0394	3.75	3.75	10	15	0,615	2.4	4T10
Etage 6	55	0,0347	3.98	3.75	10	15	0,591	1.8	4T8
Etage 7	55	0,0450	3.98	3.75	10	15	0,767	1.8	4T8
Etage 8	50	0.310	4.284	3.75	10	15	0.581	1.6	4T8
Etage 9	50	0.0475	4.284	3.75	10	15	0.860	1.6	4T8

### Vérification à l'état limite de service (ELS) : D'après le (C.B.A.93)

On considère que les fissurations sont préjudiciables donc, il faut vérifier les contraintes dans le béton et dans les aciers :

- $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}}$  avec :  $\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- $\sigma_{st} < \overline{\sigma_{st}}$  avec :  $\overline{\sigma_{st}} = \min \left( \frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) = 201,63 \text{ MPa}$

#### ❖ Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M_s}{N_s} \geq \frac{h}{6}$$

#### ❖ Position de l'axe neutre :

$$P = -3 \left( e - \frac{h}{2} \right)^2 + \frac{6nA_2}{b} \left( e - \frac{h}{2} + d' \right) + \frac{6nA_1}{b} \left( e - \frac{h}{2} + d \right)$$

$$q = 2 \left( e - \frac{h}{2} \right)^3 - \frac{6nA_2}{b} \left( e - \frac{h}{2} + d' \right)^2 - \frac{6nA_1}{b} \left( e - \frac{h}{2} + d \right)^2$$

La détermination de  $e_1$  peut se faire par :

$$e_1 = \sqrt[3]{-pe_1 - q} \quad \text{ou} \quad e_1 = \frac{-e_1^3 - q}{p}$$

Puis on détermine :

## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

$$X = \frac{h}{2} + e1 - e$$

Après :

$$S = \frac{bx^2}{2} + n A2 (x-d') - nA1 (d - x)$$

❖ Calcul de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \times x}{S} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

❖ Calcul de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{n N_s \times (d - x)}{S} \leq \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

**Tableau VI.15 : Contraintes dans le béton et dans les aciers.**

Niveau	p	q	e1	X	S	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{st}$	Observation
RDC	- 0,0374	- 0,069	0,542	0,8824	0,2102	3.57	12.58	<b>Condition vérifiée</b>
1 et 2 étage	- 0,0271	- 0,028	0,385	0,661	0,123	3.23	9.8	<b>Condition vérifiée</b>
3 et 4 étage	-0,023	- 0,013	0,465	0,623	0,0653	7.65	15.3	<b>Condition vérifiée</b>
5 et 6 étage	-0,022	- 0,012	0,326	0,578	0,043	3.1	12.5	<b>Condition vérifiée</b>
7 et 8 étage	0,019	- 0,007	0,389	0,446	0,021	2.38	15.69	<b>Condition vérifiée</b>

**RQ :** Les contraintes dans le béton et dans les aciers sont vérifiées.

**Vérification au flambement :**

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime ( $N_u$ ) est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

On doit vérifier la condition suivante :

$$Nd \leq N(\text{Ultime}) = \alpha \times \left[ \frac{Br \times fc28}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{A \times fe}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- $N_u$  : L'effort normal ultime que peut supporter un poteau.
- $N_d$  : L'effort normal maximal appliqué sur une section de poteau à ELU.
- $A_s$  : La section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.
- $Br$  : La section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie  $Br = (a - 0,01) \times (b - 0,01)$
- $\alpha$  : Est un coefficient fonction de l'élançement mécanique  $\lambda_g$ .

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,60 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

Si plus de la moitié des charges sont appliquées avant 90 jours :  $\left(\alpha = \frac{\alpha}{1,10}\right)$

$$\lambda_g : \text{L'élançement géométrique du poteau } \lambda_g = \frac{l_f}{i_{\min}}$$

$$i_{\min} : \text{Rayon de giration} \Rightarrow i_{\min} = \sqrt{\frac{I}{S}} = \frac{a}{2 \times \sqrt{3}} \quad (\text{Pour une section carrée})$$

- $l_f$  : La longueur de flambement du poteau ; avec :  $l_f = 0,7 \times l_0$
- $l_0$  : La hauteur libre du poteau
- $a$  : La dimension du poteau.

Avec :

$(fc28 = 25\text{MPa}) ; (fe = 400\text{MPa}) ; (\gamma_b = 1,5) ; (\gamma_s = 1,15)$ .

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau, et les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :



## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

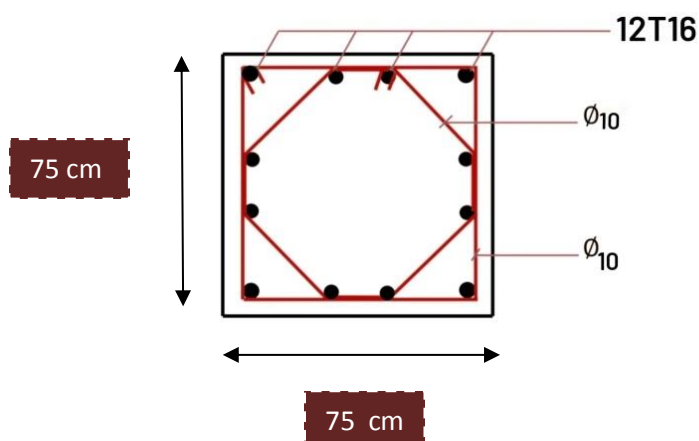
Tableau VI.16 : Vérification du flambement pour les poteaux

Niveau	a=b (m)	Br (m <sup>2</sup> )	Lf (m)	i(min) (m)	$\lambda_g$	$\frac{\alpha}{1,10}$	As (cm <sup>2</sup> )	Nu (MN)	Nd (MN)	Observation
Sous-sol	0,75	0,5476	1,785	0,223	8,004	0,7022	21,55	5,0867	1,1482	C.V
RDC	0,75	0,5476	2,261	0,223	9,937	0,7022	21,55	5,0867	1,1482	C.V
Etage 1	0,65	0,4096	2,618	0,219	11,954	0,6896	18,10	2,9162	1,813	C.V
Etage 2	0,65	0,4096	2,618	0,219	11,954	0,6896	18,10	2,9162	0,813	C.V
Etage 3	0,65	0,4096	2,618	0,219	11,954	0,6896	18,10	2,916	0,813	C.V
Etage 4	0,65	0,4096	2,618	0,219	11,954	0,6896	18,10	2,9162	0,813	C.V
Etage 5	0,60	0,3481	2,142	0,186	11,519	0,5857	15,83	2,7425	0,5279	C.V
Etage 6	0,55	0,2916	2,142	0,172	12,453	0,5416	11,31	0,335	0,2001	C.V
Etage 7	0,55	0,2916	2,142	0,172	12,453	0,5416	11,31	0,335	0,2001	C.V
Etage 8	0,50	0,2401	2,142	0,144	14,875	0,4534	9,03	0,1389	0,1389	C.V
Etage 9	0,50	0,2401	2,142	0,144	14,875	0,4534	9,03	0,1389	0,1389	C.V

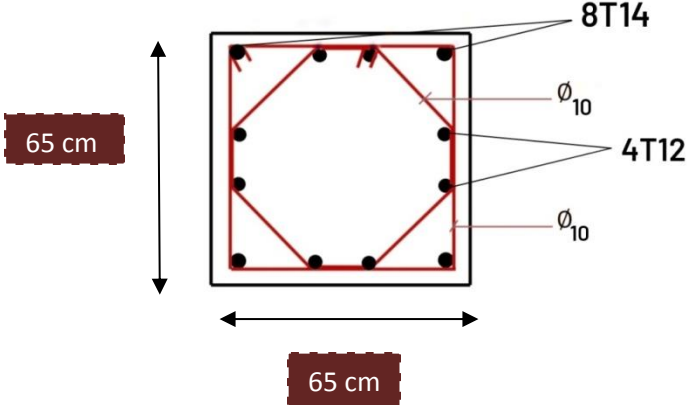
**RQ :** Il y a aucun risque de flambement pour les poteaux.

### Schéma du ferrailage :

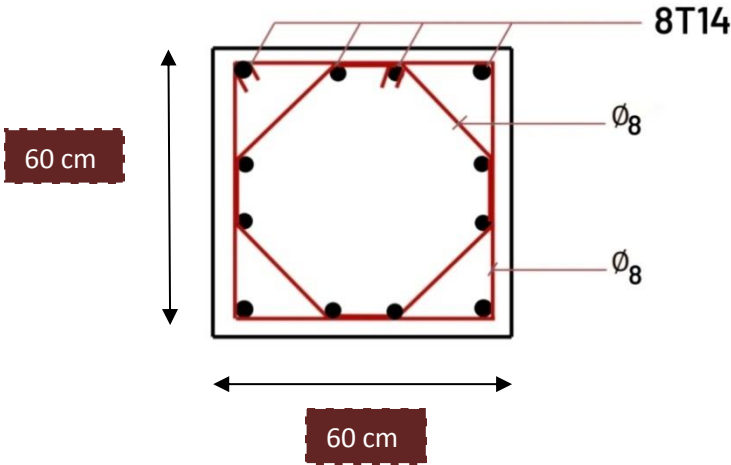
- sous sol et RDC :



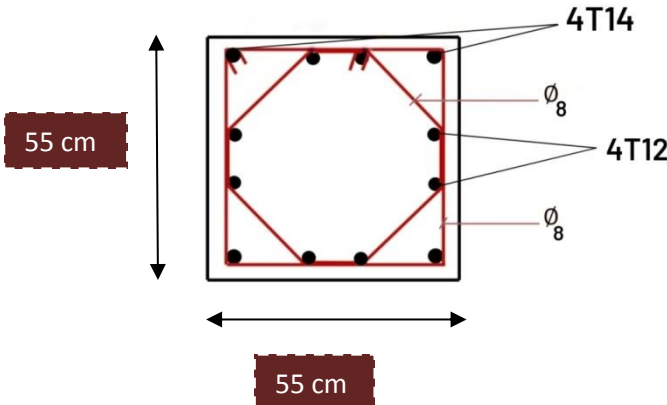
- 1, 2, 3, 4 étage :



▪ 5étage :



▪ 6 et 7étage :



▪ 8 et 9étage :

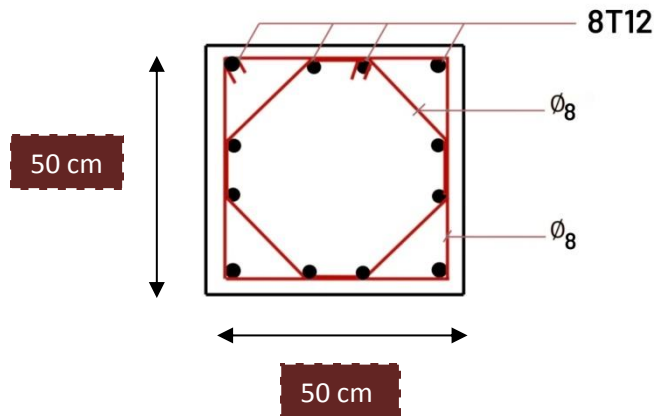


Figure VI.4 : Ferrailage des poteaux

### VI.4 Etude des Poutres :

#### VI.4.1 Introduction :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un effort tranchant et un moment fléchissant, celui-ci permet la détermination des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres : **principales et secondaires**. Après la détermination des sollicitations (**M, N, T**), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99/V2003** et celles données par le **BAEL99**.

#### VI.4.2 Combinaisons des charges :

Selon (**BAEL 99**) : Les combinaisons fondamentales.

- ELU :  $1,35 G + 1,5 Q$
- ELS :  $G + Q$

Selon (**RPA99/version 2003**): Les combinaisons accidentelles.

- $G + Q \pm Ex$
- $G + Q \pm Ey$
- $0,8 G \pm Ex$
- $0,8 G \pm Ey$

#### VI.4.3 Les recommandations du RPA99/V2003 :

##### a. Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de :  $A (\text{min}) = (0,5\% \times \text{Section du béton})$
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

A (max) = (4% × Section du béton) Zone courante.

A (max) = (6% × Section du béton) Zone de recouvrement.

➤ Zone La longueur minimale de recouvrement est de :  $L_r(\min) = 40 \times \emptyset$  (I)  
Avec : ( $\emptyset$ ) le diamètre maximal d'armature dans la poutre.

➤ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive

Et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

### **b. Armatures transversales :**

➤ La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par :  $A_t = 0,003 \times St \times b$ .

➤ L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :

$St = \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \emptyset 1\right)$  : dans la zone nodale

$St \leq \frac{h}{2}$  : en dehors de la zone nodale.

➤ La valeur du  $\emptyset 1$  est le plus petit diamètre utilisé.

➤ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

### **VI.4.4. Moments fléchissant et efforts tranchants :**

Les résultats de sollicitations maximales sont résumés dans le tableau qui suit :

**Tableau VI.17 : Sollicitations maximales dans les Poutres Principales**

Section	M(appui) (KN.m)	M(travée) (KN.m)	M(appui) (KN.m)	M(travée) (KN.m)	V (max) (KN)
(30×45)	120.1	60.05	91.2	45.6	135.28
(30×40)	110.3	55.15	80.1	40.2	119.05

**Tableau VI.18 : Sollicitations maximales dans les Poutres Secondaire.**

Section	M(appui) (KN.m)	M(travée) (KN.m)	M(appui) (KN.m)	M(travée) (KN.m)	V (max) (KN)
(30×35)	50.416	26.208	45.345	22.672	78.621

## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

### VI.5 Calcul de ferrailage :

On prend un exemple de calcul : « la poutre principale de rive situé au RDC »

#### Armatures longitudinales :

32.35

#### ❖ En appui :

##### • ELU :

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0,120}{1 \times 0,405^2 \times 14,17} = 0,0516 \leq \mu_R = 0,392 \quad \text{CV3} \text{ Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaires (Asc=0).}$$

La section est à simple armature

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0516}) = 0,0662$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,405(1 - 0,4 \times 0,0662) = 0,3995 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{Mu}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0,120}{0,3995 \times 347,83} = 8,7 \text{ cm}^2$$

On prend : **T = 8.7 cm<sup>2</sup>**

##### • Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq \max(b \times h / 1000 ; 0,23 \times b \times d \times f_t / 28 / 400)$$

$$A_{st} \geq \max(35 \times 45 / 1000 ; 0,23 \times 0,35 \times 0,405 \times 2,1 / 400)$$

$$A_{st} \geq \max(1,575 ; 1,711) \text{ cm}^2 \quad A_{st} \geq 1,711 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

##### • ELS :

#### ❖ Position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2} x^2 + n \times A_{sc} \times (x - d') - n \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

#### ❖ Moment d'inertie de la section :

$$I = \frac{B}{3} x^3 + 15 \times A_{sc} \times (x - d')^2 + 15 \times A_{st} \times (d - x)^2$$

#### ❖ Les contraintes :

**Tableau VI.19 : Vérification des contraintes en travée**

Poutre principales	Mser (KN.m)	X (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	Σ (MPa)		σ̄ (MPa)		Observation
				σ <sub>st</sub>	σ <sub>bc</sub>	σ̄ <sub>st</sub>	σ̄ <sub>bc</sub>	
30*45	91.2	9.26	84670.29	σ <sub>st</sub>	5.07	σ̄ <sub>bc</sub>	15	<b>C.V</b>
				σ <sub>st</sub>	217	Σ <sub>st</sub>	266,66	<b>C.V</b>
30*40	80.1	7.3	76592.56	σ <sub>st</sub>	3.55	σ̄ <sub>bc</sub>	15	<b>C.V</b>
				σ <sub>st</sub>	209	Σ <sub>st</sub>	266.66	<b>C.V</b>

#### ❖ En travée :

## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

- **ELU :**

$$\mu = 0,0260 \leq \mu_R = 0,392 \quad \text{CV}$$

Donc ; les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ( $A_{sc}=0$ ) .

La section est à simple armature

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,392}) = 0,0329$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,405(1 - 0,4 \times 0,0329) = 0,399 \text{ m}$$

$$A_{st} = 4,359 \text{ cm}^2$$

On prend : **T= 4.359 cm<sup>2</sup>**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq \max (b \times h / 1000 ; 0,23 \times b \times d \times f_t / 28 / 400)$$

$$A_{st} \geq \max (35 \times 45 / 1000 ; 0,23 \times 0,35 \times 0,405 \times 2,1 / 400)$$

$$A_{st} \geq \max ( 1,575 ; 1,711 ) \text{ cm}^2 \square \square A_{st} \geq 1,711 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- **ELS :**

- ❖ **Position de l'axe neutre:**

$$\frac{b}{2} x^2 + n \times A_{sc} \times (x - d') - n \times A_{st} \times (d - x) = 0$$

- ❖ **Moment d'inertie de la section :**

$$I = \frac{bb}{3} x^3 + 15 \times A_{sc} \times (x - d')^2 + 15 \times A_{st} \times (d - x)^2$$

- ❖ **Les contraintes :**

Tableau VI.20 : Vérification des contraintes en appui

	Mser (KN.m)	X (cm)	I (cm4)	$\Sigma$ (MPa)		$\bar{\sigma}$ (MPa)		Observation
				$\sigma_{bc}$	$\sigma_{st}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\Sigma_{st}$	
30*45	45.6	8.65	35210	$\sigma_{bc}$	5.95	$\bar{\sigma}_{bc}$	15	<b>C.V</b>
				$\sigma_{st}$	116.01	$\Sigma_{st}$	266.66	<b>C.V</b>
30*40	40.2	6.79	19873.76	$\sigma_{bc}$	6.72	$\bar{\sigma}_{bc}$	15	<b>C.V</b>
				$\sigma_{st}$	214.15	$\Sigma_{st}$	266,66	<b>C.V</b>

- **Armatures maximales :** selon le **RPA99 V2003 :**

A1 max = 4% (b×h) = 5.4 cm<sup>2</sup>.....zone courante.

A1 max = 6% (b×h) = 8.1 cm<sup>2</sup> ..... zone de recouvrement.

A2 max = 4% (b×h) = 4.8 cm<sup>2</sup>.....zone courante.

## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

---

$A_{2\max} = 6\% (b \times h) = 7.2 \text{ cm}^2$  .....zone de recouvrement

- **Armatures minimales :**

$$A_{1\min} = 0,5\% (b \times h) \Rightarrow A_{\min} = 6.21 \text{ cm}^2$$

$$A_{2\min} = 0,5\% (b \times h) \Rightarrow A_{\min} = 6 \text{ cm}^2$$

$A_{st}(\text{travée}) + A_{st}(\text{appui}) = 13.059 > A_{\min}$  .....**Condition vérifiée.**

### Armatures Transversale :

- **Calcul de  $\phi_t$  :**

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres principales est donnée par :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{B}{35}; 1 \text{ min}; \frac{H}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min ( 1.28 \quad ; 1.2 \quad ; 3 ) \Rightarrow \phi_t \leq 1.2$$

On prend :  $\phi_t = 8\text{mm}$

- **Calcul des espacements entre les armatures :**

Selon le **RPA99/V2003** :

- **Zone nodale :**

$$St = 11.25 \text{ cm.}$$

- **Zone courante :**

$$St' = 15 \text{ cm}$$

### Vérification des contraintes tangentielle

- **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier la condition :

Avec :

$V_u$  : L'effort tranchant maximum.

$b$  : Largeur de la section de la poutre.

$d$  : Hauteur utile.

$$\bar{\tau}_u = \min ( 3,33 ; 5 )$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa.}$$

**Tableau VI.21 : Vérification des contraintes tangentielles**

## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Poutre	Vu(KN)	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Principale 30*45	135.28	1.113	3,33	<b>Condition vérifiée</b>
Principale 30*40	119.05	1.1023	3.33	<b>Condition vérifié</b>
Secondaire 30*35	78.621	0.831	3,33	<b>Condition vérifiée</b>

### Tableau Récapitulatif :

**Tableau VI.24 : Ferrailage des poutres principales**

RDC	Ferrailage longitudinale					Ferrailage transversale		
	$A_{min}$ $cm^2$	Travée		Appuis		$\emptyset$ (mm)	$S_t$ (cm)	$S'_t$ (cm)
		$A_{calculé}$	choix	$A_{calculé}$	choix			
35*45	6.21	4.359	6T12	8.7	6T12+3T12	$\emptyset 8$	10	15
30.40	6	3.241	6T14	7.25	8T16	$\emptyset 8$	10	15

**Tableau VI.25 : Ferrailage des poutres secondaires**

RDC	Ferrailage longitudinale					Ferrailage transversale		
	$A_{min}$ $cm^2$	Travée		Appuis		$\emptyset$ (mm)	$S_t$ (cm)	$S'_t$ (cm)
		$A_{calculé}$	Choix	$A_{calculé}$	Choix			
	5	2.309	3T12	4.46	6T12	$\emptyset 8$	8.75	15

### Calcul des longueurs d'ancrage et de recouvrement:

La longueur de recouvrement : D'après le **RPA99 version 2003**, la longueur minimale de recouvrement est de  $40\emptyset$  (en zone I).

**Tableau VI.26 : Tableau d'ancrage des armatures**

$\emptyset$ (mm)	$\tau_s'$ (MPa)	Ls(mm)	$L_1$ (mm)	r(mm)	$L_2$ (mm)	L (mm) calculé	L(mm) choisie
$\emptyset 12$	<b>2.9</b>	<b>430.28</b>	<b>120</b>	<b>66</b>	<b>55.34</b>	<b>130.34</b>	<b>130</b>
$\emptyset 14$	2.9	503.82	140	77	66.39	151.39	150
$\emptyset 16$	2.9	571.37	160	88	76.45	172.45	170
$\emptyset 20$	2.9	716.46	200	110	92.56	215.56	220

**Tableau VI.27 : Ferrailage des poutres.**



## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

Poutres	Niveaux	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal		
		Amin (cm <sup>2</sup> ) RPA99	Travée (cm <sup>2</sup> )		Appuie (cm <sup>2</sup> )		Ø <sub>t</sub> (mm)	S (cm)	S' (cm)
			A trouvée	choix	A trouvée	choix			
Poutres Principales (30 × 45)	Sous sol	6.21	4.35	6T12	8.7	6T12+3T12	Ø8	10	15
	RDC	6.21	4.30	6T12	8.6	6T12 3T12	Ø8	10	15
	1 <sup>er</sup> etg	6.21	4.30	6T12	8.53	6T12+3T12	Ø8	10	15
	2eme etg	6.21	4.85	6T12	8.05	6T12+3T12	Ø8	10	15
	3eme etg	6.21	4.56	6T12	8.32	6T12+3T12	Ø8	10	15
	4eme etg	6.21	4.73	6T12	7.52	6T12+3T12	Ø8	10	15
	5eme etg	6.21	4.52	6T12	7.42	6T12+3T12	Ø8	10	15
	6eme etg	6.21	5.10	6T12	7.71	6T12+3T12	Ø8	10	15
	7eme etg	6.21	5.25	6T12	7.83	6T12+3T12	Ø8	10	15
	8eme etg	6.21	5.31	6T12	7.97	6T12+3T12	Ø8	10	15
9eme etg	6.21	5.49	6T12	7.77	6T12+3T12	Ø8	10	15	
POUTRE PRINCIPL 30*40	Sous sol	6	3.24	4T12	7.25	8T16	Ø8	10	15
	RDC	6	3.58	4T12	7.22	8T16	Ø8	10	15
	1 <sup>er</sup> etg	6	3.71	4T12	7.05	8T16	Ø8	10	15
	2eme etg	6	3.54	4T12	6.98	8T16	Ø8	10	15
	3eme etg	6	3.21	4T12	6.73	8T16	Ø8	10	15
	4eme etg	6	4.35	4T12	6.87	8T16	Ø8	10	15
	5eme etg	6	4.08	4T12	6.91	8T16	Ø8	10	15
	6eme etg	6	4.28	4T12	6.8	8T16	Ø8	10	15
	7eme etg	6	4.46	4T12	6.52	8T16	Ø8	10	15
	8eme etg	6	4.51	4T12	6.23	8T16	Ø8	10	15
9eme etg	6	4.44	4T12	6.48	8T16	Ø8	10	15	
Poutres secondaires (30 × 35)	Sous sol	5	2.30	3T12	4.46	6T12	Ø8	8.75	15
	RDC	5	3.10	3T12	3.32	6T12	Ø8	8.75	15
	1 <sup>er</sup> etg	5	3.10	3T12	3.32	6T12	Ø8	8.75	15
	2eme etg	5	3.10	3T12	3.75	6T12	Ø8	8.75	15
	3eme etg	5	3.10	3T12	3.58	6T12	Ø8	8.75	15
	4eme etg	5	3.10	3T12	4.09	6T12	Ø8	8.75	15
	5eme etg	5	3.10	3T12	4.02	6T12	Ø8	8.75	15
	6eme etg	5	3.10	3T12	4.08	6T12	Ø8	8.75	15
	7eme etg	5	3.10	3T12	3.72	6T12	Ø8	8.75	15
	8eme etg	5	3.10	3T12	3.67	6T12	Ø8	8.75	15
9eme etg	5	3.10	3T12	3.59	6T12	Ø8	8.75	15	

### Schéma du ferrailage des poutres principales et secondaires :

Le schéma du ferrailage des poutres principales, ainsi que les poutres secondaires est illustré sur la figure ci-dessous:

- ◆ Poutre principale :

### ◆ Poutre secondaires :

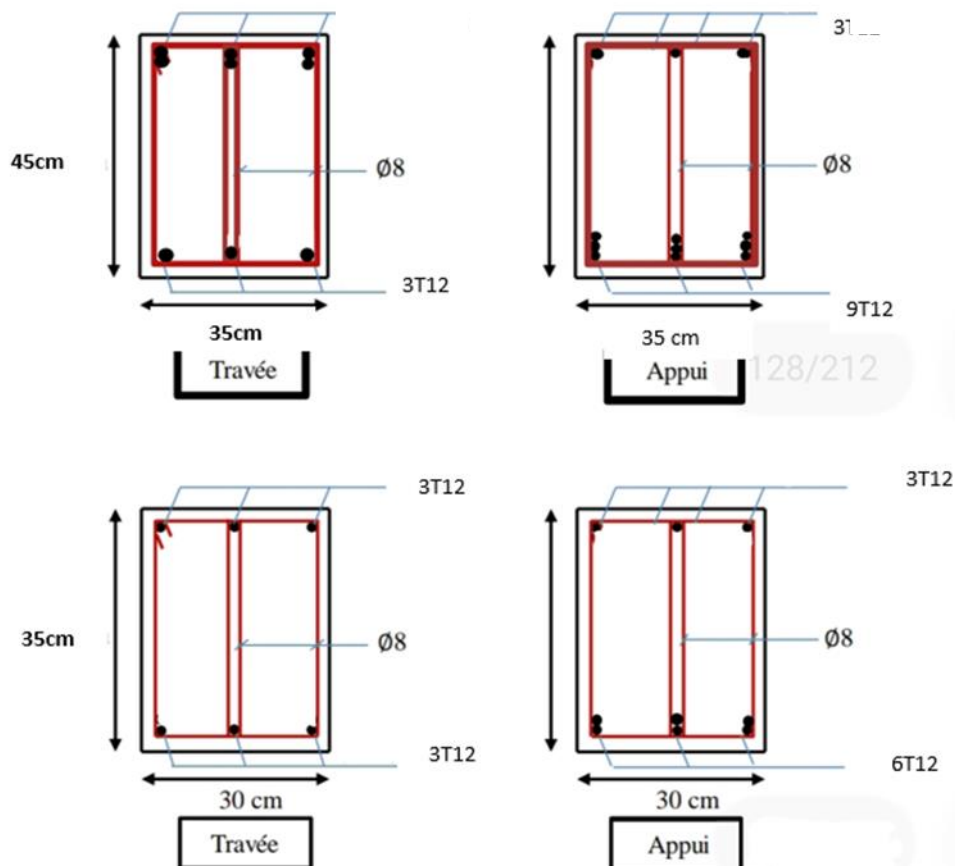


Figure VI.4 : Ferrailage des poutres secondaires.

### VI.6. Etude des voiles :

#### VI.6.1. Introduction:

Les avantages importants des voiles de contreventement par apport aux portiques sont :

- ◆ Dans un bâtiment les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragme, entre chaque voile les sollicitations sont réparties proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation. La voile transmet ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol.
- ◆ La masse élevée des voiles permet un bon isolement acoustique et la bonne capacité calorifique du béton armé donne au bâtiment une inertie thermique appréciable.
- ◆ La grande rigidité des voiles vis-à-vis des forces horizontales permet de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux.
- ◆ Lors de nombreux séismes modérés, les structures à voile ont de faibles déplacements latéraux qui permettent de réduire les effets psychologiques sur les habitants des immeubles de ce type de structure.

## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

### VI.6.2.les combinaisons :

En fonction du type des sollicitations, nous distinguons les différentes. Combinaisons fondamentales :

Combinaisons accidentelles : **RPA99V2003**

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm Ex \\ G + Q \pm Ey \\ 0.8G \pm Ex \\ 0.8G \pm Ey \end{array} \right.$$

Calcul des voiles Pour centrage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- ✓ Globalement dans la section du voile 0.15%.
- ✓ En zone courante 0.10%.

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des Deux valeurs suivantes :  $S \leq 1,5 a$   $S \leq 30$  cm

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carre.

### VI.6.3. Détermination des sollicitations :

Les voiles seront calculés à la flexion composée sous un effort normal de compression F et un moment de flexion, tirés à partir des fichiers résultats du **SAP 2000**.

**Tableau VI.28 : Sollicitations dans les voiles de soutènement  $E_p=20$ cm**

Combinaisons	F11 (KN)	M11 (KN.m)	F22 (KN)	M22 (KN.m)	Vmax (KN)
ELU	668.23	19.14	142.37	3.62	9.12
ELS	490.68	12.72	102.14	2.94	
Ex	483.17	5.55	98.63	1.211	
Ey	355.97	6.90	76.19	1.18	

#### Ferraillage vertical :

Le calcul se fera pour des bandes verticales dont la largeur d est déterminée à partir de : **Article 7.7.4 RPA 99** (version 2003)

L : est la longueur de la zone comprimée.

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes.

#### Etudes des sections :

Pour une section soumise à la flexion composée, on a trois cas possibles :

- Section entièrement comprimée « SEC ».
- Section entièrement tendue « SET ».
- Section partiellement comprimée « SPC ».

#### Méthode de RDM :

On utilise dans cette méthode la formule de NAVIER BERNOULLI

##### 1) Section partiellement comprimée : (S P C)

## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

A : surface

I : moment d'inertie

N : effort normal

M : moment de flexion

v : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

➤ Si :  $M > 0 \Rightarrow \sigma_A > 0$  et  $\sigma_B < 0$

Pour connaître la zone tendue de la zone comprimée, il faut calculer «  $L_t$  » en utilisant les triangles semblables :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\sigma_B}{L_t} = \frac{\sigma_A}{(L + L_t)} \rightarrow L_t = \frac{L \sigma_B}{(\sigma_B + \sigma_A)}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donnée par :

$$T = 0.5 \times \sigma_B \times L_t \times b$$

La section d'armatures nécessaires

est donnée par :

$$A_{cal} = \frac{T \cdot \gamma_s}{f_e}$$

➤ Si :  $M < 0 \Rightarrow \sigma_A < 0$  et  $\sigma_B > 0$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\sigma_A}{L_t} = \frac{\sigma_B}{(L + L_t)} \rightarrow L_t = \frac{L \sigma_A}{(\sigma_B + \sigma_A)}$$

L'effort de traction dans la zone tendue est donnée par :

$$T = 0,5 \times \sigma_A \times L_t \times b$$

La section d'armatures nécessaires est donnée par :

**2) Section entièrement comprimée : (S E C)**  $A_{cal} = \frac{T \cdot \gamma_s}{f_e}$

Dans ce cas on a deux contraintes de compression ( $\sigma_A, \sigma_B$ ) la section du voile est soumise à la compression et comme elle travaille bien à la compression, la qualité d'armatures nécessaire et exigée par le **RPA 99/V2003** (comme section minimale)

**3) Section entièrement tendue : (S E T)**

Dans ce cas on a deux contrainte de traction ( $\sigma_A, \sigma_B$ ) la longueur tendue est égale à « L »

$$\Rightarrow L = L_t$$

L'effort de traction est donnée par :

$$T = \left( \frac{3\sigma_A + \sigma_B}{2} \right) \times L \times b$$

## Chapitre VI : Etude des éléments structuraux

La section d'armatures nécessaires est donnée par :

$$A_{cal} = \frac{T \cdot \gamma_s}{f_e}$$

### VI.6.4. Calcul de ferrailage voiles :

#### Exemple de calcul des voiles :

$L = 3,06 \text{ m}$  ;  $b = 0,20 \text{ m}$  ;  $A = 0,459 \text{ x}$  ;  $M = 19,14 \text{ KN.m}$  ;  $N = 668,23 \text{ KN}$ .

$$I = b \cdot h^3 / 12 = \frac{0,20 \times 3,06^3}{12} = 0,47 \text{ m}^4$$

$$\sigma_A = 1523,51 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_B = 1326,92 \text{ KN/m}^2$$

$\sigma_{A,B} > 0$  donc section entièrement comprimée.

La section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue " Alors la zone courante est armée par le minimum exigé par le **R.P.A 99 (version 2003)**.

#### Le ferrailage vertical :

On calcule le ferrailage pour une bande de 1 mètre ( $L = 1 \text{ m}$ )

$$A_{min} = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : **7T10** de section **4,71 cm<sup>2</sup>/ml**

#### Le ferrailage horizontal :

$$A_{min} = 0,15\% \times b \times h = 0,15\% \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit : **7T10** de section **4,71 cm<sup>2</sup>/ml**.

#### Espacement :

D'après le **RPA 99 version 2003**, on a :

$$\text{Espacement verticale et horizontale : } S \leq \min(1,5e; 30) \rightarrow S \leq \min(3; 30 \text{ cm})$$

On prend :  $S = 20 \text{ cm}$

#### Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent 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 RPA99 révisé 2003**.

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

#### Vérification de la contrainte de cisaillement à la base des voiles :

La vérification de cisaillement se fait comme suite : selon **RPA99/version 2003**

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_b$$

Avec :

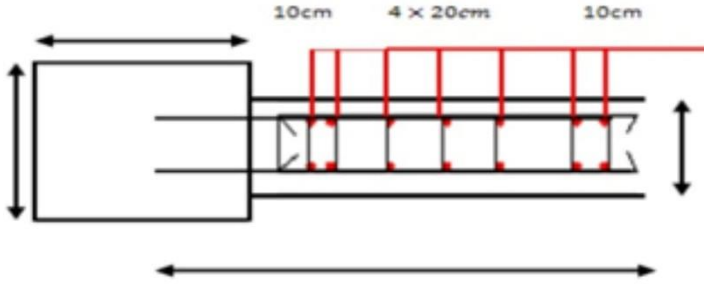
$$\bar{\tau}_u = 0,2 \cdot f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$d$  : la hauteur totale de la section brute. ( $d = 0,9h$ )

$b_0$  : épaisseur du voile

$V$  : effort tranchant  $V = 1,4 \times V_u$

$$\tau_b = 0,03 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \text{ condition vérifié}$$



**Figure VI.8 : ferrailages des murs voile**

**Chapitre VII**

**Etude infrastructure**

### VII. 1.Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ;elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble .

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol ,soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radier ),soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple )

### VII.2. Type de fondation :

Les types de fondation sont :

- ✓ Les fondations superficielles (semelle isolée ,filante , radier )
- ✓ Les fondations profondes (les pieux )

### VII.3. Choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation dépend du :

- type d'ouvrage à construire .
- la nature et l'homogénéité du sol
- la capacité portante de terrain de fondation
- la charge totale transmise au sol
- la raison économique
- la facilité de la réalisation

vu que l'ouvrage et les charges transmises sont très importants , on choisit comme fondation un radier général

### VII.4 Dimensionnement :

La portée la plus grande entre axes des appuis  $L=4.97$  m

$$H \geq \frac{L}{10}$$

D'où :

$$h_n \geq 49.7 \text{ cm}$$

$h_d$  : épaisseur de la dalle

$$h_d \leq \frac{L}{20}$$



d'où :

$$h_d \leq 24.85 \text{ cm}$$

1<sup>er</sup> proposition :

$$\begin{cases} H_n = 80 \text{ cm} \\ h_d = 40 \text{ cm} \end{cases}$$

débord : 50 m

ces valeurs ne vérifient pas la contrainte de sol .

2<sup>ème</sup> proposition :

On augmente le radier

$$\begin{cases} H_n = 80 \text{ cm} \\ h_d = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

ces valeurs ne vérifient pas la contrainte de sol .

3<sup>ème</sup> proposition :

$$\begin{cases} H_n = 100 \text{ cm} \\ h_d = 60 \text{ cm} \end{cases}$$

nous avons opté pour une nervure de dimension «  $H_n = 100 \text{ cm}$ ,  $h_d = 60 \text{ cm}$  »

» pour vérifier le radier nervuré

- Calcul débordement (D) :

$$D \geq \max\left(\frac{hn}{2}, 30 \text{ cm}\right)$$

$$D \geq \max\left(\frac{100}{2}, 30 \text{ cm}\right)$$

$$D \geq (50, 30 \text{ cm})$$

On prend  $D = 1 \text{ m}$

### VII.5 Vérification des contraintes :

D'après le rapport géotechnique , on a une contrainte de sol égal a  $\sigma_{\text{sol}} = 2 \text{ bar}$

Pour que la contrainte de sol soit vérifiée , on doit vérifiée la condition ci –dessous :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \sigma_{\text{adm}}$$

on utilise logiciel safe 2016 pour avoir les déplacement  $Z_{\min}$  et  $Z_{\max}$  à ELS qui servent à calculés :

$$\sigma_{\max} = K_b \times Z_{\max}$$

$$\sigma_{\min} = K_b \times Z_{\min}$$

avec :

$K_b$  : coefficients de BALLAST en fonction de la capacité portante du sol (coefficient de la raideur du sol)

$$K_b = \sigma_{\text{admissible}} \times 2 = 4 \text{ bar}$$

$$Z_{\max} = 0.045 \text{ cm}$$

$$Z_{\min} = -1.28 \text{ cm}$$

**On prend les valeurs en valeurs absolu**

$$\sigma_{\max} = K_b \times Z_{\max}$$

$$\sigma_{\max} = 0.18 \text{ bar}$$

$$\sigma_{\min} = K_b \times Z_{\max}$$

$$\sigma_{\min} = 5.12 \text{ bar}$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 0.18 + 5.12}{4} \leq \sigma_{\text{adm}}$$

$$\sigma_m = 1.41 \text{ bar} \leq \sigma_{\text{adm}} = 2 \text{ bar} \dots\dots \text{C.V}$$

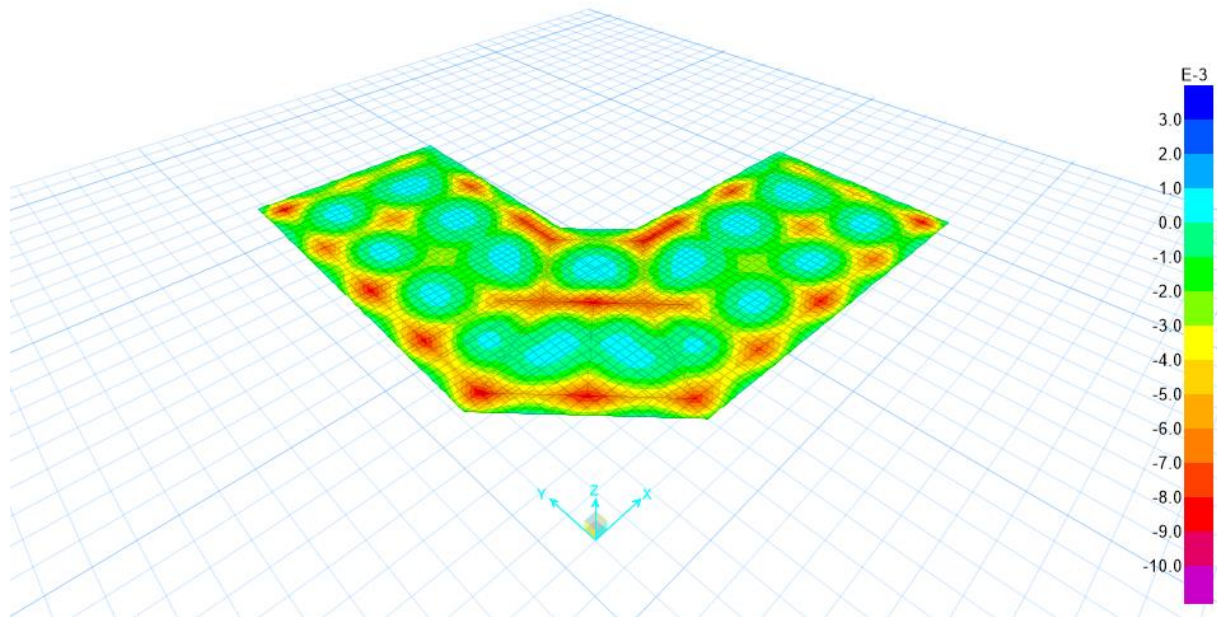


Figure VII.1 :déplacement Max

#### VII.6 Vérification au poinçonnement :

Selon le BAEL 99 (article A.5.2 ,41 ) on doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h_n \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_u$  : l'effort normal de poteau le plus sollicité à ELU obtenue par SAP 2000

$$N_u = 3935.73 \text{ KN}$$

$U_c$  : périmètre de centre cisailé

$$U_c = 4 (a + h_n)$$

Ou :

$a$  : la largeur de la nervure ( $a = 40 \text{ cm}$ )

$$U_c = 4 (40 + 100) = 560 \text{ cm}$$

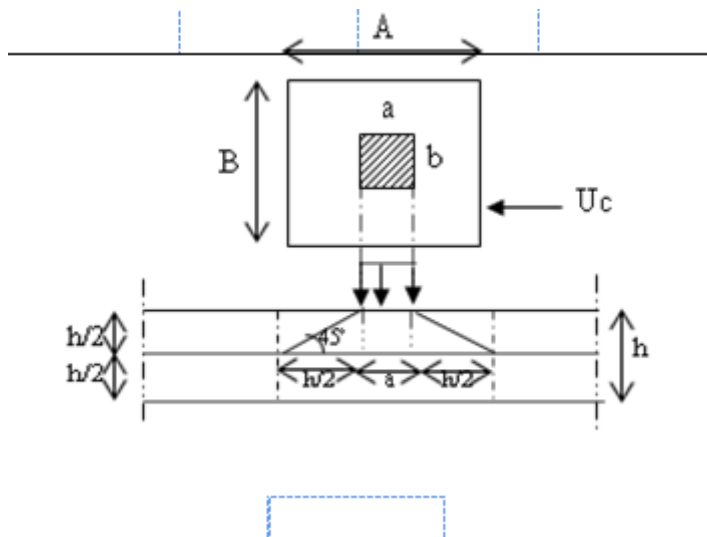
$h_n$  : la hauteur de la nervure ( $h_n = 100 \text{ cm}$ )

$$N_u \leq 0.045 \times 5.6 \times 1 \times \frac{25 \cdot 10^3}{1.5}$$

$$N_u = 3935.73 \text{ KN} \leq 4200 \text{ KN} \dots \text{ C.V}$$

**c- Condition de non poinçonnement**

$N_u$ (KN)	3935.73	$A = a + 2(h/2 \tan 45^\circ) = a + h$		
a (cm)	40.00	$B = b + 2(h/2 \tan 45^\circ) = b + h$		
b (cm)	1.00	$U_c = 2(A+B) = 2(a+b+2h)$		
I	0.30	$N_u \leq 0.045 U_c h f_{c28} / \gamma b \Rightarrow$		
J	9.15	$ix^2 + jx + k \geq 0$		
K	-3935.73			
DELTA	4806.60	h1	-130.80	
		h2	100.30	
		h (cm)	100	
<b>CONCLUSION:</b>	$h_{\text{Radier}}(\text{cm}) \geq$	100	soit $h_{\text{Radier}} =$	100



**Figure VII.2 : vérification au poinçonnement**

Puisque la condition est vérifiée, donc il y'a pas risque de poinçonnement

**VII.7 Différente sollicitations :**

Après la modélisation du radier avec logiciel safe 2016 on a obtenue les résultats suivants :

Sens x-x :

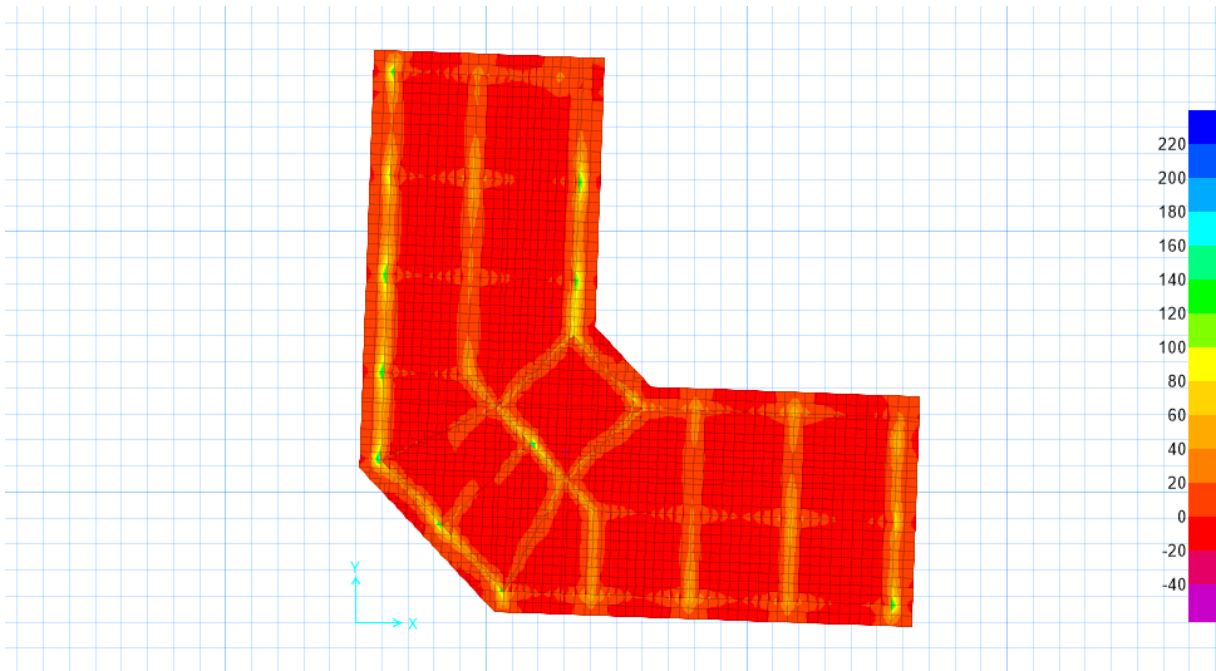


Figure VII.3 : Moment M11 à ELU en (KN.m).ml

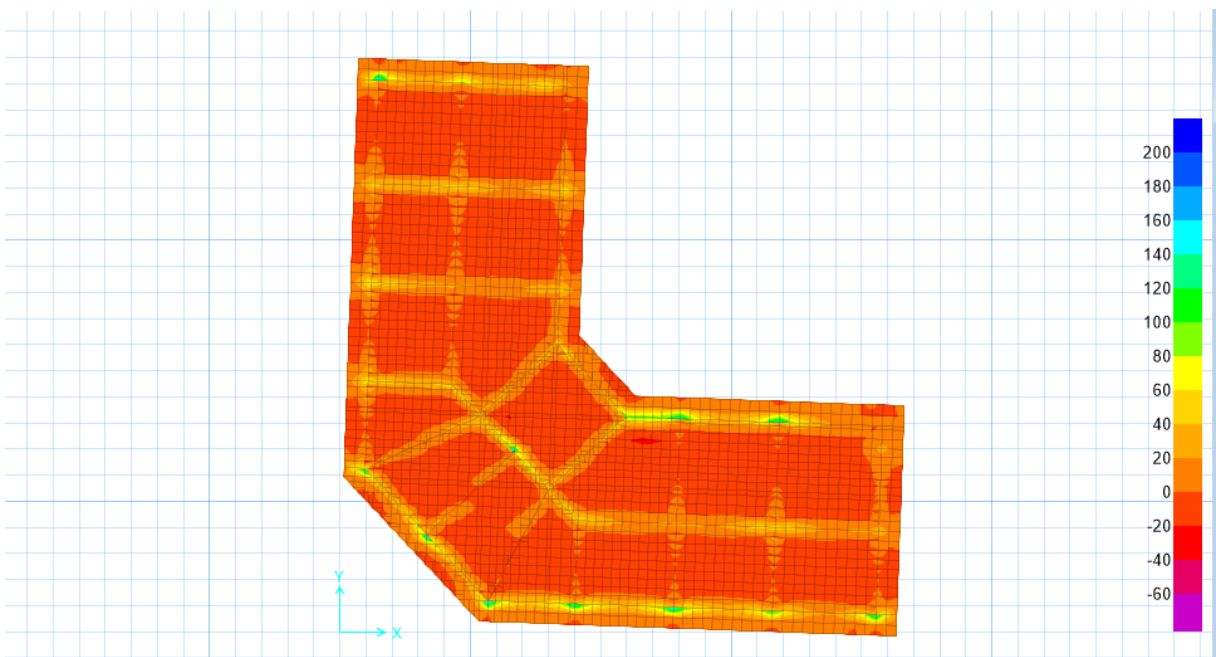


Figure VII.4 Moment M22 à ELU en (KN.m).ml

Tableau VII.1 : sollicitations du radier

	ELU	
	M <sub>11</sub> (KN.m).ml	M <sub>22</sub> (KN.m).ml
Travée	40	40.87
Appui	181.91	162.41

	ELS	
	$M_{11}(\text{KN.m}).\text{ml}$	$M_{22}(\text{KN.m}).\text{ml}$
Travée	28.56	29.40
Appui	135.00	120.07

### VII.8 Calcul ferrailage :

#### VII.8.1 ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait à la flexion simple à ELU avec une bande de 1 ml

(0.60\* 1 ) m<sup>2</sup> et en deux direction ,l'une suivant x-x et l'autre suivant y-y

Ferrailage suivant x-x :

**En travée :**

$$M_{\max}=40 \text{ KN-m/ml}$$

$$b=1 \text{ ml} , h=60 \text{ m} , d=0.9h= 0.54 \text{ m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{Mu}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{40 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0.54^2 \times 14.17} = 9.68 \cdot 10^{-3}$$



$$\mu_u = 9.68 \cdot 10^{-3} \leq \mu_R = 0.392$$

Donc c'est une section a simple armature

Les armature comprimé ne sont pas nécessaire

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.0125$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.53$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{st}}{z \sigma_{st}} = \frac{40 \cdot 10^{-3}}{0.53 \times 347.82} = 2.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Ferraillage suivant x-x :

**En appui :**

$$M_{\max}=181.91 \text{ KN-m/m}$$

$$b=1 \text{ m} , h=60 \text{ m} , d=0.9h=0.54 \text{ m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{Mu}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{181.91 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0.54^2 \times 14.17} = 0.044$$



$$\mu_u = 0.044 \leq \mu_R = 0.392$$

Donc c'est une section a simple armature

Les armature comprimé ne sont pas nécessaire

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.056$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.53$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{st}}{z \sigma_{st}} = \frac{181.91 \cdot 10^{-3}}{0.53 \times 347.82} = 9.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Ferraillage suivant y-y :

**En travée :**

$$M_{\max}=40.87 \text{ KN-m/m}$$

$$b=1 \text{ m} , h=60 \text{ m} , d=0.9h=0.54 \text{ m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{Mu}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{40.87 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0.54^2 \times 14.17} = 9.89 \cdot 10^{-3}$$



$$\mu_u = 9.89 \cdot 10^{-3} \leq \mu_R = 0.392$$

Donc c'est une section a simple armature

Les armature comprimé ne sont pas nécessaire

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.0124$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.53$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{st}}{z \sigma_{st}} = \frac{40.87 \cdot 10^{-3}}{0.53 \times 347.82} = 2.22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Ferrailage suivant y-y :

**En appui :**

$$M_{\max} = 162.41 \text{ KN-m/m}$$

$$b = 1 \text{ m} , h = 60 \text{ m} , d = 0.9h = 0.54 \text{ m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{Mu}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{162.41 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0.54^2 \times 14.17} = 0.039$$





$$\mu_u = 0.039 \leq \mu_R = 0.392$$

Donc c'est une section a simple armature

Les armature comprimé ne sont pas nécessaire

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.049$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.53$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{st}}{Z \sigma_{st}} = \frac{162.41 \cdot 10^{-3}}{0.53 \times 347.82} = 8.81 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix d'armature :

Sens x-x :

$$\text{En travée : } A_{st} = 16.08 \text{ cm}^2/\text{ml} = 8\text{T}16$$

$$\text{En appui : } A_{st} = 25.13 \text{ cm}^2/\text{ml} = 8\text{T}20$$

Sens Y-Y :

$$\text{En travée : } A_{st} = 16.08 \text{ cm}^2/\text{ml} = 8\text{T}16$$

$$\text{En appui : } A_{st} = 25.13 \text{ cm}^2/\text{ml} = 8\text{T}20$$

Condition de non fragilité : (B A E L 91 )

$$A_{st} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times 100 \times 54 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st} \geq 6.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Sens x-x :

$$\text{En travée : } A_{st} = 16.08 \text{ cm}^2/\text{ml} \geq 6.52 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\text{C.V}$$

$$\text{En appui : } A_{st} = 25.13 \text{ cm}^2/\text{ml} \geq 6.52 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\text{C.V}$$

Sens Y-Y :

$$\text{En travée : } A_{st} = 16.08 \text{ cm}^2/\text{ml} \geq 6.52 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\text{C.V}$$

$$\text{En appui : } A_{st} = 25.13 \text{ cm}^2/\text{ml} \geq 6.52 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\text{C.V}$$

J'ai choisi cette ferrailage pour que ELS soit vérifiée

### VII.8.2 Vérification de la dalle à ELS :

D'après le (C.B.A. 99) le radier soumise à des fissuration préjudiciable et par conséquent on vérifié les contraintes dans le béton et les aciers .

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right) \longrightarrow \text{fissuration préjudiciable}$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left( \frac{2}{3} 400, 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right)$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \min (266.67, 201.63) = 201.63 \text{ MPa}$$

On va prend comme exemple de calcul le travée (y-y)

On a :

$$b = 1 \text{ m}, h = 0.6 \text{ m}, d = 0.9 h = 0.54 \text{ m}, d' = 0.1 h = 0.06 \text{ m}$$

$$n = 15, M_s = 29.40 \text{ KN-m/m}$$

$$A_{st} = 16.08 \text{ cm}^2 = 8T16, A_{sc} = 0$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$b \frac{x^2}{2} + n A_{sc} (x - d')^2 - n A_{st} (d - x) = 0$$

on remplace dans l'équation :

$$100 \times \frac{x^2}{2} - 15 \times 16.08 (54 - x) = 0$$

$$X = 13.90 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{x^3}{3} + n A_{sc} (x - d')^2 + n A_{st} (d - x)^2$$

$$I = 65 \frac{x^3}{3} + 15 \times 2.67 \times (18.9 - x)^2$$

$$I = 477372.64 \text{ cm}^4$$

✚ Calcul des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \cdot x}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{Ms \cdot x}{I} = 8.56 \text{ MPa}$$

✚ Calcul des contraintes dans l'acier :

$$\sigma_{st} = \frac{n Ms \cdot (d-x)}{I}$$

$$\sigma_{st} = \frac{n Ms \cdot (d-x)}{I} = 37.04 \text{ MPa}$$

\*vérification :

$$\sigma_{bc} = 8.56 \text{ MPa} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots \text{C.V}$$

$$\sigma_{st} = 37.04 \text{ MPa} \leq \sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots \text{C.V}$$

Les résultats de calcul se résumé dans le tableau suivant :

**Tableau VII.2 :les contraintes dans le béton et les aciers**

Position		Ms (KN- m/ml)	A <sub>st</sub> (cm <sup>2</sup> )	X <sub>s</sub> (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>bc</sub> (MPa)	σ <sub>st</sub> (MPa)	σ <sub>st</sub> (MPa)	Vérificati on
M <sub>11</sub>	Travée	28.56	16.08	13.90	477372.64	8.31	15	35.90	201.63	C.V
	Appui	135.00	25.13	16.75	679689.08	3.32	15	110.97	201.63	C.V
M <sub>22</sub>	Travée	29.40	16.08	13.90	477372.64	8.56	15	37.04	201.63	C.V
	Appui	120.07	25.13	16.75	679689.08	2.95	15	98.70	201.63	C.V

**Remarque :Els est vérifiée**

**VII.8. 3 Vérification de cisaillement :**

$$\tau_u \leq \tau_I$$

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

Sens x-x :

Avec : b= 1m , d=0.540 m , Tu=376.92 KN

$$\tau_u = \frac{376.92 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0.540} = 0.698 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable

$$\tau_I = \min \left( 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_I = \min \left( 0.15 \times \frac{25}{1.5}, 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_I = \min ( 2.5 , 4 \text{ MPa} ) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$0.698 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots\dots \text{C.V}$$

Sens y-y :

Avec :  $b = 1 \text{ m}$  ,  $d = 0.540 \text{ m}$  ,  $T_u = 276.65 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{276.65 \cdot 10^{-3}}{1 \times 0.540} = 0.51 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable

$$\tau_I = \min \left( 0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_I = \min \left( 0.15 \times \frac{25}{1.5}, 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_I = \min ( 2.5 , 4 \text{ MPa} ) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$0.51 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots\dots \text{C.V}$$

### VII.8.4 calcul de l'espacement :

D'après le B.A.E. 91 :

$$St_{\max} \leq \min ( 0.9 \cdot d ; 40 \text{ cm} )$$

$$St_{\max} \leq \min ( 48.6 ; 40 \text{ cm} )$$

$$St_{\max} = 40 \text{ cm}$$

Alors on prend un espacement de  $St_{\max} = 15 \text{ cm}$

### VII.8.5 les armatures transversales :

$$\varphi t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varphi_{L\min} \right)$$

$$\varphi t \leq \min ( 1.71 , 10 , 1.6 )$$

On prend :  $\varphi t = 8 \text{ mm}$

### VII.9 Calcul ferrailage de la nervure :

Le calcul se fait à la flexion simple à ELU ,avec une section  $(1 \times 0.40) \text{ m}^2$

Avec :  $b=0.40 \text{ m}$  ,  $h=1 \text{ m}$

$d=0.9 \times h = 0.90 \text{ m}$



Figure VII.4 dimension de la nervure

$f_e=400 \text{ MPa}$  ;  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$M_u = 434.30 \text{ KN-m}$  (travée)

$M_u=865.45 \text{ KN-m}$  (appui)

$V=956.58 \text{ KN}$

En travée :

$b=0.40 \text{ m}$  ,  $h=1 \text{ m}$  ,  $d=0.9h= 0.90\text{m}$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{434.30 \cdot 10^{-3}}{0.40 \times 0.90^2 \times 14.17} = 0.094$$

$$\mu_u = 0.094 \leq \mu_R = 0.392$$

Donc c'est une section a simple armature

Les armature comprimé ne sont pas nécessaire

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.1236$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.85$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{st}}{z \sigma_{st}} = \frac{434.30 \cdot 10^{-3}}{0.85 \times 347.82} = 14.68 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Le choix : } 10T16 = 20.11 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité : (B A E L 91 )

$$A_{st} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times 40 \times 90 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st} \geq 4.34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st} = 14.68 \text{ cm}^2/\text{ml} \geq 4.34 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots \text{C.V}$$

En appui :

$$b=0.40 \text{ m} , h=1 \text{ m} , d=0.9h=0.90\text{m}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}}$$

$$\mu_u = \frac{865.45 \cdot 10^{-3}}{0.40 \times 0.90^2 \times 14.17} = 0.188$$



$$\mu_u = 0.188 \leq \mu_R = 0.392$$

Donc c'est une section a simple armature

Les armature comprimé ne sont pas nécessaire

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 0.26$$

$$Z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.81$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 347.82 \text{ MPa}$$

$$A_{st} = \frac{M_{st}}{z \sigma_{st}} = \frac{865.45 \cdot 10^{-3}}{0.81 \times 347.82} = 30.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Le choix : } 6T16 + 6T20 = 30.91 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Le choix : } 6T16 + 6T20 = 30.91 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité : (B A E L 91 )

$$A_{st} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0.23 \times 40 \times 90 \times \frac{2.1}{400}$$

$$A_{st} \geq 4.34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{st} = 30.91 \text{ cm}^2/\text{ml} \geq 4.34 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots \text{C.V}$$

### VII.9.1 Vérification de la nervure à ELS :

$$M_s (\text{travée}) = 361.32 \text{ KN-m}$$

$$M_s (\text{appui}) = 662.51 \text{ KN-m}$$

En travée :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_c 28}{100}$$

$$\text{avec } \gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{434.30}{361.32} = 1.20$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_c 28}{100} = 0.35$$

$$\alpha = 0.26 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_c 28}{100} = 0.4 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

L'armature calculée à ELU convient pour ELS

En appui :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{fc28}{100}$$

$$\text{avec } \gamma = \frac{Mu}{Ms} = \frac{865.45}{662.51} = 1.30$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{fc28}{100} = 0.4$$

$$\alpha = 0.1236 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{fc28}{100} = 0.35 \dots\dots\dots C.V$$

Donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton  $\rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

L'armature calculée à ELU convient pour ELS

**VII.9.2 Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u \leq \tau_t$$

$$\tau_u = \frac{Tu}{b.d}$$

Avec : b= 0.40m , d=0.90 m , Tu=699.25 KN

$$\tau_u = \frac{699.25 \cdot 10^{-3}}{0.40 \times 0.90} = 1.94 \text{ MPa}$$

Fissuration préjudiciable

$$\tau_t = \min \left( 0.15 \times \frac{fc28}{\gamma b}, 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_t = \min \left( 0.15 \times \frac{25}{1.5}, 4 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_t = \min ( 2.5 , 4 \text{ MPa} ) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$1.94 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots C$$

**VII.9.3 Calcul de l'espacement :**

Selon le RPA 99 V2003 :

\*zone nodale :

$$S' \leq \min \left( \frac{h}{4}, 12\phi_{Lmin}, 30 \text{ cm} \right) \text{ et } L = 2h$$



$$S' \leq \min \left( \frac{100}{4}, 12 \times 1.6, 30 \text{ cm} \right)$$

$$S' \leq \min (25, 19.2, 30 \text{ cm} )$$

$$S' \leq 19.2 \text{ cm}$$

On prend  $s' = 15 \text{ cm}$

\*zone courante :

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

$$S \leq \frac{100}{2}$$

$$S \leq 50$$

On prend  $s = 20 \text{ cm}$

#### VII.9.4 armature transversal :

$$\varphi t \leq \min \left( \frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \varphi_{Lmin} \right)$$

$$\varphi t \leq \min(2.85, 4, 1.6)$$

On prend :  $\varphi t = 8 \text{ mm}$

#### VII.10 Résultats :

Les résultats sont résumé dans un tableau récapitulatif ci-dessous :

Tableau VII.3 : tableau récapitulatif

		Ferraillage calculée (cm <sup>2</sup> /ml)	Ferraillage choisi (cm <sup>2</sup> /ml)	S <sub>t</sub> (cm)	S'(cm)	φ(mm)
Dalle	Travée	M <sub>11</sub>	2.16	15		8
		M <sub>22</sub>	2.22			
	Appui	M <sub>11</sub>	9.86			
		M <sub>22</sub>	8.81			
Nervure	Travée	14.68	10T16=20.11	15	20	8
	Appui	30.71	6T16+6T20=30.91			

VII.11 Schéma de ferrailage :

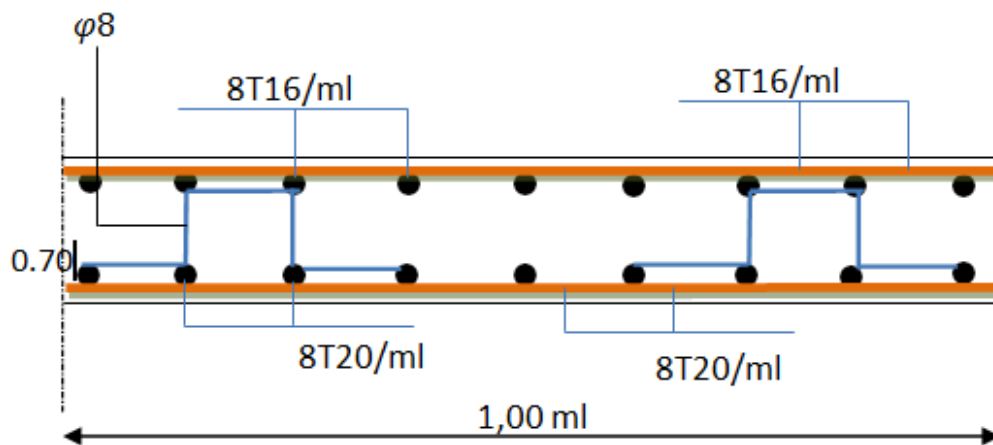


Figure VII.5 :ferrailage de la dalle du radier suivant les deux sens (x,y)

VII.12 Conclusion :

Il existe plusieurs technique pour fonder les bâtiment , mais il faut effectuer un choix au regard d'arguments technique (choix du sol ,les caractéristiques ...) et économique (le cout ) et ainsi la fusibilité ,vu que les grande surcharges , et la hauteur importante de notre bâtiment ,on choisi comme type de fondation le plus adéquat un radier nervuré

**CHAPITRE VIII**  
**ETUDE ECONOMIQUE**

### VIII.1 introductions :

L'environnement de l'entreprise est de plus en plus évolutif. La durée de vie des produits se réduit au point de voir les sociétés à trouver des moyens pour survivre donc, il faut Chercher à améliorer les méthodes de maîtrise des processus et identifier une fonction supplémentaire dans l'entreprise : c'est le management de projet.

### VIII.2 Le management de projet:

Le management de projet est l'ensemble des actions engagées par une ou des organisation(s) afin de définir/concevoir un projet, de le lancer et de le réaliser, selon des objectifs (coûts, délais, spécifications techniques).

#### VIII.2.1Projet:

Un projet est un ensemble finalisé d'activité et d'actions entreprises dans le but de répondre à un besoin défini dans des délais fixés et dans la limite de l'enveloppe budgétaire allouée.

#### VII.2.2 Le cycle de vie d'un projet

Un projet se démarque par son cycle de vie, qui est généralement présenté comme étant constitué de phases de quatre phases :proposer à l'ingénieur de le suivre.

1. Phase d'identification : identifier les objectifs précises du projet, les contraintes à respecter et à la stratégie de réalisation.
2. Phase de définition : définir de façon plus précise, sa durée; les échéances, les ressources et les dépenses.
3. Phase de réalisation : réaliser suivant le plan prévu et en conformité avec les exigences du demandeur.
4. Phase de clôture : le produit ou le service est remis au demandeur, le projet est évalué et sa clôture administrative effectuée.

## Chapitre VIII : Etude économique

---

### VII.3.3 Les différents intervenants du projet:

- Le maître de l'ouvrage:

Le maître d'ouvrage doit vérifier la faisabilité du projet, définir la localisation, le programme, l'enveloppe prévisionnelle, assurer le financement, choisir le processus de réalisation et conclure les contrats.

- Le maître d'œuvre:

Le maître d'œuvre est choisi par le maître d'ouvrage pour sa compétence afin de concevoir le projet et d'en assurer la réalisation. Le maître d'œuvre vérifie la cohérence du programme, conçoit le bâtiment, demande les autorisations administratives, consulte et désigne les entreprises, prépare les marchés, coordonne les études et les travaux, contrôle la qualité, les coûts.

- Le contrôle:

Il s'agit soit du contrôle technique, exigé par certains maîtres d'ouvrages et qui consiste en un examen critique des dispositions techniques du projet et de la réalisation.

-L'entreprise:L'entreprise est liée par des contrats avec le maître de l'ouvrage,elle doit exécuter les travaux conformément aux contrats conclus sous la direction exclusive du maître d'œuvre.

### VII.3.3 Les différents intervenants du projet::

Dans notre projet de fin d'étude nous avons besoin d'une estimation précise des ressources nécessaires pour la planification ainsi les couts de chaque tache et le cout total de réalisation de cette structure.

### VII.4.1 le découpage du projet:

Le découpage du projet se fait par le WBS (Works Breakdown Structures) qui permet d'identifier l'ensemble des taches nécessaires du projet ;il décompose le projet par tache et définir la durée de chaque tache.

Tableau VII.1 Le WBS de notre projet :

## Chapitre VIII : Etude économique

désignations des taches
Installation de chantier
étude de sol
Infrastructure.
Terrassement
Décapage de terre végétale, nivellement du terrain
Implantation
-Fouille de radier
-Réalisation des regard en BA de (0.6*0.6) y compris toutes sujétions mise en œuvre
-Fourniture et pose de canalisation avec une couche de sable comprimé y compris tous sujétion de D300
Radier général.
-Béton de propreté
Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour radier 1S-Sol ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre –Ferrailage
Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour nervure ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre Plate-forme.
Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour voile ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre Plate-forme
Superstructure.
1S-Sol
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour poteaux 1S-Sol ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour poutres et chainage y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour dalle pleine y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour voile 1S-Sol y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre

## Chapitre VIII : Etude économique

- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour dalle en corps creux RDC y compris toutes sujétions mise en œuvre
Enduit en ciment de s-sol
Pose de carrelage en granito blanc (30*30) cm, y compris tous sujétion de mise en œuvre 2 s-sol
RDC
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour poteaux ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour poutres et chainage y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour voile y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour dalle pleine y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour dalle en corps creux RDC y compris toutes sujétions mise en œuvre
Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> d'escalier, y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre
Brique simple (10cm)
Brique double (30cm)
Enduit en ciment
Pose de carrelage en granito blanc (30*30) cm, y compris tous sujétion de mise en œuvre
DU 01ER ETAGE AU 09 ETAGE
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour poteaux ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour poutres et chainage y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour voile y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour dalle pleine y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre

## Chapitre VIII : Etude économique

-Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour dalle en corps creux RDC y compris toutes sujétions mise en œuvre
Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> d'escalier , y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre
Brique simple (10cm)
Brique double (30cm)
Enduit en ciment
Pose de carrelage en granito blanc (30*30) cm, y compris tous sujétion de mise en œuvre

<b>TERRASSE ACCESSIBLE</b>
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour voile TERRASSE y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> dalle d'ascenseur+ acrotère, y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre
Brique double (30cm)
<b>CORPS D'ETAT SECONDAIRE</b>
-Electricité.
-fourniture et pose d'ascenseur
-Plomberie.
Enduit
Revêtement sol et mur
-Menuiserie.
-Peinture + vitrerie
Etanchéité

### VII.5 Identification des ressources:



## Chapitre VIII : Etude économique

Après la subdivision des tâches on doit relier chaque tâche avec une ressource correspondante soit matérielles soit humaines.

\* Ressources humaines: Dans notre projet on a huit groupes :

\*Groupe ingénieur, coffreur, ferrailleur, maçon, électriciens, plomberie menuiserie et de peinture.

\*Ressources matérielles: Engins, Tracteur pourceau, Camion 10tonnes, Grue Chargeur  
Et Pelle hydraulique.

\*Matériaux du projet :

Tableau :Matériaux du projet

Béton	Bois pour coffrage
Dalle de sol	Lampe et douille
Fer pour ferrailage	Gravillon roulé
Carrelage granito	Fils d'électricité
Brique	Feuille de polystyrène
Gains d'électricité	Tuile Boites d'interrupteurs
Enduit en ciment	Tube en béton pour l'eau usée
Plinthe en terre cuite	Bois pour coffrage
Faïence	Lampe et douille
Treillis soudés	Gravillon roulé
Projecteurs électriques	Fils d'électricité

### VII.6- ETUDE ECONOMIQUE :

L'estimation du cout des taches se fait en introduisant deux paramètres dans le WBS : cout estimé de la tache aux ressources utilisées pour réaliser cette tâche.

## Chapitre VIII : Etude économique

Tableau : Devis quantitatif et estimatif du bâtiment.

désignations des ouvrages	unité montant	Quantité	P.U en h.t	montant	duré (jour)
Installation de chantier	/	/	/	100 000.00	5
étude de sol	/	/	/	220 000.00	6
Infrastructure.					
Terrassement	m <sup>3</sup>	1250.00	1000	1 250 000.00	2
Décapage de terre végétale, nivellement du terrain	m <sup>2</sup>	500.00	500	250 000	1
Implantation	m <sup>2</sup>	/	/	200000	1
-Fouille de radier	m <sup>3</sup>	175	550	96250	6
-Réalisation de regard en BA de (0.6*0.6) y compris toutes sujétions mise en œuvre	U	10	7000	70000	1
-Fourniture et pose de canalisation avec une couche de sable comprimé y compris tous sujétion de D300	ml	19	3000	57 000	1
Radier général.					
-Béton de propreté	m <sup>3</sup>	110	15000	1650 000.00	1
Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour radier 1S-Sol ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre - Ferrailage	m <sup>3</sup>	330	45000	14 850 000.00	21
Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour nervure ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre Plate-forme.	m <sup>3</sup>	230	45000	10 350 000.00	8
Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour voile ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre Plate- forme	m <sup>3</sup>	120	45000	5 400 000.00	1

## Chapitre VIII : Etude économique

Superstructure.					
1S-Sol					
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour poteaux 1S-Sol ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	14.55	45 000.00	654 750.00	10
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour poutres et chainnage y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	43.50	45 000.00	1 957 500.00	8
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour dalle pleine y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	23	45 000.00	1 035 000.00	5
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour voile 1S-Sol y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	32	45000.00	1 440 000.00	13
-Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour dalle en corps creux RDC y compris toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>2</sup>	550	5800.00	3 190 000.00	7
Enduit en ciment de s-sol	m <sup>2</sup>	650	900.00	585 000.00	10
Pose de carrelage en granito blanc (30*30) cm, y compris tous sujétion de mise en œuvre 2 s-sol	m <sup>2</sup>	185.00	1 500.00	277 500	07
RDC					
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour poteaux ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	M3	14.55	45000.00	654 750	08
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour poutres et chainnage y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	M3	43.50	45000.00	1 957 500	10
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour voile y compris ferrailage,	M3	25.70	45000.00	1 156 500	5

## Chapitre VIII : Etude économique

coffrage et toutes sujéstions mise en œuvre					
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour dalle pleine y a compris ferrailage, coffrage et toutes sujéstions mise en œuvre	M3	23.00	45000.00	1 035 500	3
-Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour dalle en corps creux RDC y a compris toutes sujéstions mise en œuvre	M2	500	5800	2 900 000	7
Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> d'escalier , y a compris ferrailage, coffrage et toutes sujéstions mise en œuvre	M3	3	45000	135 000	3
Brique simple (10cm)	m <sup>2</sup>	66.46	1400	93 044	1
Brique double (30cm)	m <sup>2</sup>	376.39	1700	639 863	8
Enduit en ciment	m <sup>2</sup>	663.4	900	597 060	10
Pose de carrelage en granito blanc (30*30) cm, y compris tous sujestion de mise en œuvre	m <sup>2</sup>	183.31	1500	274 965	5
1ER ETAGE					
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour poteaux ferrailage, coffrage et toutes sujéstions mise en œuvre	M3	14.55	45000.00	654 750.00	08
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour poutres et chainnage y a compris ferrailage, coffrage et toutes sujéstions mise en œuvre	M3	43.50	45000.00	1 957 500.00	10
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour voile y a compris ferrailage, coffrage et toutes sujéstions mise en œuvre	M3	25.70	45000.00	1 156 500.00	5
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour dalle pleine y a compris	M3	23.00	45000.00	1 035 500.00	3

## Chapitre VIII : Etude économique

ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre					
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour dalle en corps creux RDC y a compris toutes sujétions mise en œuvre	M2	500	5800	2 900 000.00	7
Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> d'escalier, y a compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	M3	3	45000	135 000.00	3
Brique simple (10cm)	m <sup>2</sup>	66.46	1400	93 044.00	1
Brique double (30cm)	m <sup>2</sup>	376.39	1700	639 863.00	8
Enduit en ciment	m <sup>2</sup>	663.4	900	597 060.00	10
Pose de carrelage en granito blanc (30*30) cm, y compris tous sujétion de mise en œuvre	m <sup>2</sup>	183.31	1500	274 965.00	5
2 EME ETAGE					
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour poteaux ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	M3	14.55	45000.00	654 750.00	08
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour poutres et chainnage y a compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	M3	43.50	45000.00	1 957 500.00	10
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour voile y a compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	M3	25.70	45000.00	1 156 500.00	5
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour dalle pleine y a compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	M3	23.00	45000.00	1 035 500.00	3
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour dalle en corps creux RDC y a	M2	500	5800	2 900 000.00	7

## Chapitre VIII : Etude économique

compris toutes sujétions mise en œuvre					
Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> d'escalier , y a compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	M3	3	45000	135 000.00	3
Brique simple (10cm)	m <sup>2</sup>	66.46	1400	93 044.00	1
Brique double (30cm)	m <sup>2</sup>	376.39	1700	639 863.00	8
Enduit en ciment	m <sup>2</sup>	663.4	900	597 060.00	10
Pose de carrelage en granito blanc (30*30) cm, y compris tous sujétion de mise en œuvre	m <sup>2</sup>	183.31	1500	274 965.00	5
3 EME ETAGE					
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour poteaux ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	M3	14.55	45000.00	654 750.00	08
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour poutres et chainnage y a compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	M3	43.50	45000.00	1 957 500.00	10
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour voile y a compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	M3	25.70	45000.00	1 156 500.00	5
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour dalle pleine y a compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	M3	23.00	45000.00	1 035 500.00	3
-Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour dalle en corps creux RDC y a compris toutes sujétions mise en œuvre	M2	500	5800	2 900 000.00	7
Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> d'escalier , y a compris ferrailage,	M3	3	45000	135 000.00	3

## Chapitre VIII : Etude économique

coffrage et toutes sujétions mise en œuvre					
Brique simple (10cm)	m <sup>2</sup>	66.46	1400	93 044.00	1
Brique double (30cm)	m <sup>2</sup>	376.39	1700	639 863.00	8
Enduit en ciment	m <sup>2</sup>	663.4	900	597 060.00	10
Pose de carrelage en granito blanc (30*30) cm, y compris tous sujétion de mise en œuvre	m <sup>2</sup>	183.31	1500	274 965.00	5
<b>4 EME ETAGE</b>					
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour poteaux ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	M3	14.55	45000.00	654 750.00	08
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour poutres et chainnage y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	M3	43.50	45000.00	1 957 500.00	10
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour voile y a compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	M3	25.70	45000.00	1 156 500.00	5
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour dalle pleine y a compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	M3	23.00	45000.00	1 035 500.00	3
-Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour dalle en corps creux RDC y a compris toutes sujétions mise en œuvre	M2	500	5800	2 900 000.00	7
Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> d'escalier , y a compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	M3	3	45000	135 000.00	3
Brique simple (10cm)	m <sup>2</sup>	66.46	1400	93 044.00	1
Brique double (30cm)	m <sup>2</sup>	376.39	1700	639 863.00	8
Enduit en ciment	m <sup>2</sup>	663.4	900	597 060.00	10

## Chapitre VIII : Etude économique

Pose de carrelage en granito blanc (30*30) cm, y compris tous sujétion de mise en œuvre	m <sup>2</sup>	183.31	1500	274 965.00	5
<b>5 EME ETAGE</b>					
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour poteaux ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	M3	14.55	45000.00	654 750.00	08
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour poutres et chainnage y a compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	M3	43.50	45000.00	1 957 500.00	10
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour voile y a compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	M3	25.70	45000.00	1 156 500.00	5
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour dalle pleine y a compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	M3	23.00	45000.00	1 035 500.00	3
-Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour dalle en corps creux RDC y a compris toutes sujétions mise en œuvre	M2	500	5800	2 900 000.00	7
Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> d'escalier , y a compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	M3	3	45000	135 000.00	3
Brique simple (10cm)	m <sup>2</sup>	66.46	1400	93 044.00	1
Brique double (30cm)	m <sup>2</sup>	376.39	1700	639 863.00	8
Enduit en ciment	m <sup>2</sup>	663.4	900	597 060.00	10
Pose de carrelage en granito blanc (30*30) cm, y compris tous sujétion de mise en œuvre	m <sup>2</sup>	183.31	1500	274 965.00	5
<b>6 EME ETAGE</b>					



## Chapitre VIII : Etude économique

- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour poteaux ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	M3	14.55	45000.00	654 750.00	08
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour poutres et chainnage y compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	M3	43.50	45000.00	1 957 500.00	10
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour voile y a compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	M3	25.70	45000.00	1 156 500.00	5
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour dalle pleine y a compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	M3	23.00	45000.00	1 035 500.00	3
-Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour dalle en corps creux RDC y a compris toutes sujétions mise en œuvre	M2	500	5800	2 900 000.00	7
Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> d'escalier , y a compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	M3	3	45000	135 000.00	3
Brique simple (10cm)	m <sup>2</sup>	66.46	1400	93 044.00	1
Brique double (30cm)	m <sup>2</sup>	376.39	1700	639 863.00	8
Enduit en ciment	m <sup>2</sup>	663.4	900	597 060.00	10
Pose de carrelage en granito blanc (30*30) cm, y compris tous sujétion	m <sup>2</sup>	183.31	1500	274 965.00	5

### 7 EME ETAGE

- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour poteaux ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	M3	14.55	45000.00	654 750.00	08
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour poutres et chainnage y compris	M3	43.50	45000.00	1 957 500.00	10

## Chapitre VIII : Etude économique

ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre					
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour voile y a compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	M3	25.70	45000.00	1 156 500.00	5
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour dalle pleine y a compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	M3	23.00	45000.00	1 035 500.00	3
-Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour dalle en corps creux RDC y a compris toutes sujétions mise en œuvre	M2	500	5800	2 900 000.00	7
Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> d'escalier , y a compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	M3	3	45000	135 000.00	3
Brique simple (10cm)	m <sup>2</sup>	66.46	1400	93 044.00	1
Brique double (30cm)	m <sup>2</sup>	376.39	1700	639 863.00	8
Enduit en ciment	m <sup>2</sup>	663.4	900	597 060.00	10
Pose de carrelage en granito blanc (30*30) cm, y compris tous sujétion de mise en œuvre	m <sup>2</sup>	183.31	1500	274 965.00	5
<b>8 EME ETAGE</b>					
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour poteaux ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	M3	14.55	45000.00	654 750.00	08
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour poutres et chainnage y a compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	M3	43.50	45000.00	1 957 500.00	10
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour voile y a compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	M3	25.70	45000.00	1 156 500.00	5
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour dalle pleine y a compris ferrailage,	M3	23.00	45000.00	1 035 500.00	3

## Chapitre VIII : Etude économique

coffrage et toutes sujétions mise en œuvre					
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour dalle en corps creux RDC y a compris toutes sujétions mise en œuvre	M2	500	5800	2 900 000.00	7
Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> d'escalier, y a compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	M3	3	45000	135 000.00	3
Brique simple (10cm)	m <sup>2</sup>	66.46	1400	93 044.00	1
Brique double (30cm)	m <sup>2</sup>	376.39	1700	639 863.00	8
Enduit en ciment	m <sup>2</sup>	663.4	900	597 060.00	10
Pose de carrelage en granito blanc (30*30) cm, y compris tous sujétion de mise en œuvre	m <sup>2</sup>	183.31	1500	274 965.00	5
<b>9 EME ETAGE</b>					
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour poteaux ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	M3	14.55	45000.00	654 750.00	08
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour poutres et chainnage y a compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	M3	43.50	45000.00	1 957 500.00	10
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour voile y a compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	M3	25.70	45000.00	1 156 500.00	5
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour dalle pleine y a compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	M3	23.00	45000.00	1 035 500.00	3
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour dalle en corps creux RDC y a compris toutes sujétions mise en œuvre	M2	500	5800	2 900 000.00	7
Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> d'escalier, y a compris ferrailage,	M3	3	45000	135 000.00	3

## Chapitre VIII : Etude économique

coffrage et toutes sujétions mise en œuvre					
Brique simple (10cm)	m <sup>2</sup>	66.46	1400	93 044.00	1
Brique double (30cm)	m <sup>2</sup>	376.39	1700	639 863.00	8
Enduit en ciment	m <sup>2</sup>	663.4	900	597 060.00	10
Pose de carrelage en granito blanc (30*30) cm, y compris tous sujétion de mise en œuvre	m <sup>2</sup>	183.31	1500	274 965.00	5

### TERRASSE ACCESSIBLE

- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> pour voile TERRASSE y a compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	10.71	45000	481950.00	6
- Béton armé dosé 350 kg/m <sup>3</sup> dalle d'ascenseur+ acrotère, y a compris ferrailage, coffrage et toutes sujétions mise en œuvre	m <sup>3</sup>	14.07	45000	633 150.00	4
Brique double (30cm)	m <sup>2</sup>	376.39	1700	639 863.00	8

### CORPS D'ETAT SECONDAIRE

-Electricité.				3 100 000	23
-fourniture et pose d'ascenseur				6 000 000	15
-Plomberie.				7 500 000.00	35
Enduit				29 000 000.00	35
Revêtement sol et mur				38 000 000.00	23
-Menuiserie.				18 500 000.00	23
-Peinture + vitrerie				10 500 000.00	20
Etanchéité				3 000 000.00	6
				254 509 955.0 0 en HT	898 Jours

## **Chapitre VIII : Etude économique**

---

Ainsi, on obtient Les résultats suivants :

- la durée du projet est de 30 mois de travail.
- le cout du projet est de 302 866 846.45 en TTC da.

### **VII.7 Conclusion**

En vue de conclusion de ce chapitre, la gestion du projet est un ensemble de techniques D'identifier planifier et de piloter un projet.

### **Conclusion général :**

Les objectifs de ce mémoire étaient :

- Un dimensionnement détaillé de tous les éléments constitutants.
- La recherche de la meilleure approche pour privilégier les normes de sécurité, afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

Nous nous sommes intéressées en premier lieu, à mettre en pratique nos connaissances acquises durant les cinq années d'étude sur l'ouvrage à étudier.

Nous avons pris comme base les règlements définis en vigueur : RPA99v2003 et BAEL91, pour le pré-dimensionnement des différents éléments constituant le bâtiment.

Par la suite, nous avons abordé la programmation par le logiciel SAP2000, pour assimiler le comportement de la structure, suite à la différente sollicitation statique et dynamique.

Cette structure est contreventée par des voiles qu'il fallait localiser aux bons endroits et voir ensuite le résultat sur l'ensemble de la structure.

Ensuite, nous avons étudié les fondations. C'est un radier général.

Enfin nous avons estimé un planning des délais et des coûts.

Pour conclure, ce mémoire nous a permis d'avoir une connaissance plus

Étendue sur le bâtiment et de nous initier aux services du génie civil.

## Bibliographie

[BAEL, 91] Béton Armé aux Etats Limites 1modifié 99, DTU associés, par Jean pierre mougin ,deuxième Edition Eyrolles 2000.

DTR2.2, 88] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B.C. 2.2, CGS1988.

[RPA99 version 2003] Règles parasismique Algérienne RPA99 version 2003 ; (Document technique Réglementaire D.T.R-B.C.2.48), CGS, 2004.

[Étude d'un bâtiment 3sous-sol+rdc+16 étages d'une forme irrégulière a usage multiple], DJELTI.Y et

ALIDAHMANE.I, Master en génie civil, 2014, Faculté de technologie, chetouane Tlemcen,

## Conclusion

---





,