



**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique*  
**UNIVERSITE MOULOD MAMMERI DE TIZI-OUZOU**  
*Faculté du génie de la construction*  
*Département de Génie civil*

# Mémoire de fin d'étude

**EN VUE de l'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER**  
**EN GENIE CIVIL**  
*Option : constructions civiles et industrielles*

## Thème

*Etude d'un bâtiment (R+9) à usage  
d'habitation contreventé par voiles à l'aide  
du logiciel ETABS*

*Proposé et dirigé par*

*Encadré par :*

**M<sup>r</sup> : BENIDDIR MASSINISSA**

**M<sup>me</sup> : CHERIFI**

**PROMOTION 2022/2023**

## *Remerciements*

*Au terme de ce travail, je tiens à exprimer ma gratitude et mes vifs remerciements :*

*Avant tout je remercie dieu de m'avoir donné le courage et la volonté pour réaliser mon projet.*

*Ma famille, aucun remerciement ne saurait exprimer mon respect et ma considération aux sacrifices que vous avez fourni pour mon éducation et mon instruction.*

*Ma promotrice (MME CHIRIFI) qui a suivi mon travail minutieusement et avoir consacré son temps précieux à fin que je puisse achever mon travail dans les meilleures conditions.*

*Je remercie aussi tous les profs et personnels administratifs du département génie de la construction.*

*Pour finir je remercie les membres du jury d'avoir bien voulu évaluer mon travail.*

# dédicace

*je dédie mon travail*

*en premier lieu :*

*Mes chers parents*

*Aucun remerciement ne saurait exprimer mon respect et ma considération au sacrifices que vous avez fourni pour mon éducation et mon instruction, ma mère toujours à mes côtés pour me soutenir durant toute ma vie, mon père qui a sacrifié la sienne afin de me voir devenir ce que je suis aujourd'hui et meilleur à l'avenir inshallah.*

*À mes chers frères et sœurs qui ont aussi contribué, leurs fils et filles*

*Merci infiniment*

*À la mémoire de mon défunt frère Hamid et toutes les personnes qui ont quitté ce monde laissant un énorme vide dans nos cœurs (reposez en paix)*

*mes camarades en particulier (cylia ,brahim,sonia et les anciens oued aissi) ainsi que tous les amis que j'ai connu durant mon parcours ,*

*a toute la section génie civil 2022/2023*

# ***LISTE DES FIGURES***

## **Chapitre I : Présentation de l'ouvrage**

Figure I.1 : Élément d'un plancher en corps creux

Figure I.2 : Élément d'un plancher en dalle pleine

Figure I.3 : Diagramme de la déformation des contraintes à l'ELU

Figure I.4 : Diagramme de déformation des contraintes à l'ELS

Figure I.5 : Diagramme des contrainte- déformation de l'acier

## **Chapitre II : Prédimensionnement des éléments**

Figure II.1 : Coupe vertical d'un plancher en corps creux

Figure II.2 : Coupe vertical d'un plancher en dalle pleine

Figure II.3 : Dimensions de la poutre secondaire

Figure II.4 : Dimension de la poutre principale

Figure II.5 : Coupe d'un voile en plan

Figure II.6 : Coupe d'un voile en élévation

Figure II.7 : Coupe vertical du plancher terrasse (inaccessible)

Figure II.8 : Coupe vertical de l'étage courant du plancher

Figure II.9 : Coupe vertical d'une dalle pleine

Figure II.10 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité

Figure II.11 : Schéma de dégression de charges

## **Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.**

### **III.1 : L'acrotère**

Figure III.1.1 : Coupe vertical de l'acrotère

Figure III.1.2 : Diagramme des efforts internes de l'acrotère

Figure III.1.3 : Dimension de la section à ferriller d'acrotère

### **III.2 : Les escaliers**

Figure III.2.1 : Vue en plan de l'escalier

FigureIII.2.2 : Schéma statique de calcul des escaliers à l'ELU

FigureIII.2.3 : Schéma statique de calcul des escaliers à l'ELS

### **III.3 : La poutre palière**

FigureIII.3.1 : Vue en plan de la poutre palière

FigureIII.3.2 : Section de la poutre palière

FigureIII.3.3 : Diagrammes des efforts internes de la poutre palière à l'ELU et l'ELS

### **III.4 : La salle machine**

FigureIII.4.1 : Vue en plan de l'ascenseur

FigureIII.4.2 : Répartition de la charge localisée sur la dalle

### **III.5 : Les planchers**

FigureIII.5.1 : Vue en plan des planchers en corps creux

FigureIII.5.2 : Section des poutres

Figure III.5.3 : Treilles soudée de la dalle de compression

FigureIII.5.4 : Schéma du premier type de la poutrelle

FigureIII.5.5 : Schéma du deuxième type de poutrelle

FigureIII.5.6 : Schéma du troisième type de poutrelle

FigureIII.5.7 : Schéma du principe de la méthode des trois moments

FigureIII.5.8 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU au niveau de la terrasse

FigureIII.5.9 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU au niveau de l'étage courant

FigureIII.5.10 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU au niveau de l'étage de service

FigureIII.5.11 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU au niveau de RDC

FigureIII.5.12 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU au niveau de la terrasse

FigureIII.5.13 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU au niveau de l'étage courant

FigureIII.5.14 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU au niveau de l'étage de service

FigureIII.5.15 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU au niveau RDC

FigureIII.5.16 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELS au niveau du RDC

FigureIII.5.17 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS au niveau du RDC

### **III.6 : La poutre brisée**

FigureIII.6.1 : Schéma de la poutre brisée

FigureIII.6.2 : Schéma statique de calcul

FigureIII.6.3 : Sollicitation de la poutre brisée- flexion simple

## **Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences RPA**

FigureIV.1 : Vue en deux dimensions plancher du sous-sol

FigureIV.2 : Vue en deux dimensions plancher du RDC

FigureIV.3 : Vue en deux dimensions plancher du premier étage

FigureIV.4 : Vue en deux dimensions plancher des étages courants

FigureIV.5 : Vue en trois dimensions de la structure

FigureIV.6 : Le modèle obtenu à l'aide du logiciel Etabs

FigureIV.7 : Résultats d'analyse dynamique Etabs

FigureIV.8 : Disposition des voiles

## **Chapitre V : Ferrailage des éléments**

### **V.1 : Ferrailage des poteaux**

FigureV.1.1 : Schéma de la zone nodale

FigureV.1.2 : Introduction des caractéristiques des matériaux et les efforts dans le logiciel Socotec

FigureV.1.3 : Les armature obtenues à l'aide du logiciel Socotec

### **V.2 : Ferrailage des poutres**

### **V.3 : Ferrailage des voiles**

FigureV.3.1 : Disposition des voiles

FigureV.3.2 : Exemple de disposition des armatures vertical dans les voiles

## **Chapitre VI : Etude de l'infrastructure**

### **VI.1 : Fondation**

### **VI.2 : Etude du radier**

FigureVI.2.1 : Coupe sur un radier

FigureVI.2.2 : Coupe vertical sur un radier

FigureVI.2.3 : Le panneau le plus sollicité

### **VI.3 : Etude de la nervure**

FigureVI.3.1 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU au sens transversal

FigureVI.3.2 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU au sens transversal

FigureVI.3.3 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELS au sens transversal

FigureVI.3.4 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS au sens transversal

FigureVI.3.5 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU au sens longitudinal

FigureVI.3.6 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU au sens longitudinal

FigureVI.3.7 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELS au sens longitudinal

FigureVI.3.8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELS au sens longitudinal

### **VI.4 : Ferrailage de débord**

### **VI.5 : Etude du voile périphérique**

FigureVI.5.1 : Diagramme des contraintes

# ***LISTE DES TABLEAUX***

## **Chapitre I : Présentation de l'ouvrage**

Tableau I.1 : Caractéristiques du béton

## **Chapitre II : Prédimensionnement des éléments**

Tableau II.1 : Charges permanentes du plancher terrasse (inaccessible)

Tableau II.2 : Charges permanentes du plancher étage courant

Tableau II.3 : Charges permanentes des dalles planes

Tableau II.4 : Charges permanentes des murs extérieurs

Tableau II.5 : Charges permanentes des murs intérieurs

Tableau II.6 : Les charges d'exploitations

Tableau II.7 : Les coefficients de dégression des surcharges

Tableau II.8 : Tableau récapitulatif de la décente de charges

## **Chapitre III : Calcul des éléments secondaires**

### **III.1 : L'acrotère**

Tableau III.1.1 : Les sollicitations de l'acrotère

Tableau III.1.2 : Les combinaisons de charges

Tableau III.1.3 : Calcul d'excentricité d'acrotère

Tableau III.1.4 : Calcul en flexion simple

Tableau III.1.5 : Calcul en flexion composée

Tableau III.1.6 : Vérifications de la condition non fragilité

Tableau III.1.7 : Vérifications au cisaillement

Tableau III.1.8 : Vérification de l'adhérence

Tableau III.1.9 : Ancrage des barres

Tableau III.1.10 : Vérification à l'état d'ouvertures des fissurations

Tableau III.1.11 : Vérifications de la contrainte en béton

Tableau III.1.12 : Vérifications de l'acrotère au séisme

### **III.2 : Les escaliers**

Tableau III.2.1 : Prédimensionnement des escaliers

Tableau III.2.2 : La charge permanent de la paillasse et le palier

Tableau III.2.3 : Combinaison de charges

Tableau III.2.4 : Les réactions d'appuis

Tableau III.2.5 : Les efforts tranchants et les moments fléchissants

Tableau III.2.6 : Calcul de ferrailage à l'ELU

Tableau III.2.7 : Vérification de non fragilité

Tableau III.2.8 : Vérification de l'adhérence des barres

Tableau III.2.9 : Vérification de l'espacement des barres

Tableau III.2.10 : Vérification de la longueur de scellement droit

Tableau III.2.11 : Vérification de l'effort tranchant

Tableau III.2.12 : Vérification de l'influence de l'effort tranchant

Tableau III.2.13 : Les réactions d'appuis à l'ELS

Tableau III.2.14 : Les efforts tranchants et les moments fléchissants à l'ELS

Tableau III.2.15 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

Tableau III.2.16 : Etat limite de déformation

Tableau III.2.17 : Calcul de la flèche

Tableau III.2.18 : Combinaison de charge de la volée2

Tableau III.2.19 : Les réactions d'appuis de la volée2

Tableau III.2.20 : L'effort tranchant et le moment fléchissant de la volée2

Tableau III.2.21 : Calcul de ferrailage de la volée2 à l'ELU

Tableau III.2.22 : Vérification de non fragilité de la volée2

Tableau III.2.23 : Vérification d'espacement des barres de la volée2

Tableau III.2.24 : Vérification de l'effort tranchant de la volée2

Tableau III.2.25 : Vérification de l'influence de l'effort tranchant de la volée2

Tableau III.2.26 : Les réactions d'appuis de la volée2 à l'ELS

Tableau III.2.27 : Les efforts tranchants et les moments fléchissant de la volée2 à l'ELS

Tableau III.2.28 : Vérification des contraintes de la volée2 dans le béton et l'acier

### **III.3 : La poutre palière**

Tableau III.3.1 : Prédimensionnement de la poutre palière

Tableau III.3.2 : Evaluation des charges et surcharges

Tableau III.3.3 : Combinaison de charges

Tableau III.3.4 : Calcul des moments et des efforts tranchants

Tableau III.3.5 : Calcul du ferrailage à l'ELU

Tableau III.3.6 : Vérification de non fragilité

Tableau III.3.7 : Vérification de l'adhérence des barres

Tableau III.3.8 : Vérification de l'espacement des barres

Tableau III.3.9 : Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur le béton

Tableau III.3.10 : Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures

Tableau III.3.11 : Vérification de l'effort tranchant

Tableau III.3.12 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

Tableau III.3.12 : Etat limite de déformation

Tableau III.3.14 : Calcul de la flèche

### **III.4 : La salle machine**

Tableau III.4.1 : Les charges

Tableau III.4.2 : Les combinaisons de charges

Tableau III.4.3 : Le rectangle d'impacte

Tableau III.4.4 : Calcul des moments fléchissant  $M_x$ ,  $M_y$

Tableau III.4.5 : Calcul des moments dues au poids propre de la dalle

Tableau III.4.6 : Superposition des moments

Tableau III.4.7 : Les moments aux travées et aux appuis

Tableau III.4.8 : Calcul des armatures à l'ELU

Tableau III.4.9 : Vérification de non fragilité

Tableau III.4.10 : Diamètre maximal des barres

Tableau III.4.11 : Espacements des barres

Tableau III.4.12 : Vérification de non poinçonnement

Tableau III.4.13 : Vérification de la contrainte tangentielle

Tableau III.4.14 : Vérification des contraintes dans le béton

Tableau III.4.15 : Etat limite de déformation

### **III.5 : Les planchers**

Tableau III.5.1 : La largeur de la dalle de compression

Tableau III.5.2 : Calcul des armatures

Tableau III.5.3 : 1<sup>ère</sup> étape de calcul avant coulage de la dalle de compression

Tableau III.5.4 : Les conditions d'application de la méthode forfaitaire

Tableau III.5.5 : Calcul des charges et des surcharges revenant aux poutrelles

Tableau III.5.6 : Les armatures en travées

Tableau III.5.7 : Calcul du ferrailage à l'ELU

Tableau III.5.8 : Vérification de cisaillement

Tableau III.5.9 : Condition de non fragilité

Tableau III.5.10 : Vérification de l'adhérence des barres

Tableau III.5.11 : Longueur de scellement

Tableau III.5.12 : Influence de l'effort tranchant sur le béton

Tableau III.5.13 : Vérification des contraintes tangentielles

Tableau III.5.14 : Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures

Tableau III.5.15 : Vérification à l'état limite de déformation

### **III.6 : La poutre brisée**

Tableau III.6.1 : Combinaison de charges

Tableau III.6.2 : Les moments et les efforts tranchants

Tableau III.6.3 : Calcul de ferrailage à l'ELU

Tableau III.6.4 : Vérification de non fragilité

Tableau III.6.5 : Vérification de l'adhérence des barres

Tableau III.6.6 : Vérification de l'espacement des barres

Tableau III.6.7 : Vérification d'influence de l'effort tranchant sur le béton

Tableau III.6.8 : Vérification de l'effort tranchant

Tableau III.6.9 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

Tableau III.6.10 : Etat limite de déformation

### **Chapitre IV : Modélisation et vérification des exigences RPA**

Tableau IV.1 : Vérification de la période

Tableau IV.2 : Résultats d'analyse dynamique

Tableau IV.3 : Les charges sismiques reprises par les voiles dans le sens x-x

Tableau IV.4 : Les charges sismiques reprises par les voiles dans le sens y-y

Tableau IV.5 : Les charges verticales reprises par les voiles

Tableau IV.6 : Coefficient d'accélération A

Tableau IV.7 : Calcul de la période T

Tableau IV.8 : Facteur d'amplification dynamique D

Tableau IV.9 : Facteur de qualité Q

Tableau IV.10 : Vérification de la force sismique à la base

Tableau IV.11 : Vérification de l'excentricité

Tableau IV.12 : Vérification de déplacement inter-étages suivants Ex

Tableau IV.13 : Vérification de déplacement inter-étages suivants Ey

Tableau IV.14 : Vérification de l'effet P-Delta suivants Ex

Tableau IV.15 : Vérification de l'effet P-Delta suivants Ey

## **Chapitre V : Ferrailage des éléments**

### **V.1 : Ferrailage des poteaux**

Tableau V.1.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux

Tableau V.1.2 : Récapitulatif des sections d'aciers recommandés par le RPA

Tableau V.1.3 : Récapitulatif des caractéristiques des matériaux et des efforts

Tableau V.1.4 : Ferrailage à l'ELU

Tableau V.1.5 : Espacement des armatures transversales

Tableau V.1.6 : Vérification de la quantité d'armatures transversales

Tableau V.1.7 : Détermination de la zone nodale

Tableau V.1.8 : La longueur minimale de recouvrements

Tableau V.1.9 : Vérification des contraintes tangentielles

Tableau V.1.10 : Vérification des contraintes à l'ELS

### **V.2 : Ferrailage des poutres**

Tableau V.2.1 : Les recommandations du RPA

Tableau V.2.2 : Résultats de ferrailage à l'ELU

Tableau V.2.3 : Espacement des armatures transversales

Tableau V.2.4 : Vérification de la section minimale d'armatures transversales

Tableau V.2.5 : Délimitation de la zone nodale

Tableau V.2.6 : Condition de non fragilité

Tableau V.2.7 : Vérification de la contrainte tangentielle du béton

Tableau V.2.8 : Influence de l'effort tranchant sur le béton

Tableau V.2.9 : Influence de l'effort tranchant sur les armatures

Tableau V.2.10 : Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

Tableau V.2.11 : Vérification des contraintes à l'ELS

### **V.3 : Ferrailage des voiles**

Tableau V.3.1 : Les armatures d'action

Tableau V.3.2 : Les armatures verticales

Tableau V.3.3 : Les armatures horizontales

Tableau V.3.4 : Ferrailage du voile VL1

Tableau V.3.5 : Ferrailage du voile VL3

Tableau V.3.6 : Ferrailage du voile VL12

Tableau V.3.7 : Ferrailage du voile VT1

Tableau V.3.8 : Ferrailage du voile VT5

Tableau V.3.9 : Ferrailage du voile VT9

Tableau V.3.10 : Ferrailage du voile VL13

## **Chapitre VI : Etude de l'infrastructure**

### **VI.1 : Fondation**

Tableau VI.1.1 : Semelle filante sous voiles

Tableau VI.1.2 : Le portique le plus sollicité

### **VI.2 : Etude du radier**

Tableau VI.2.1 : Chargement

Tableau VI.2.2 : Combinaison d'action

Tableau VI.2.3 : Calcul des surfaces

Tableau VI.2.4 : Dimensionnement du débord

Tableau VI.2.5 : Vérification à la contrainte de cisaillement

Tableau VI.2.6 : Vérification de la stabilité du radier au sens longitudinal

Tableau VI.2.7 : Vérification de la stabilité du radier au sens transversale

Tableau VI.2.8 : Les contraintes prises en compte dans le calcul

Tableau VI.2.9 : Chargement de la dalle du radier

Tableau VI.2.10 : Moment isostatique de la dalle du radier

Tableau VI.2.11 : Moment aux appuis et en travées de la dalle du radier

Tableau VI.2.12 : Ferrailage du radier

Tableau VI.2.13 : Vérification de non fragilité du béton

Tableau VI.2.14 : Vérification de contraintes

### **VI.3 : Etude de la nervure**

Tableau VI.3.1 : Les moments de la nervure

Tableau VI.3.2 : Calcul des armatures

Tableau VI.3.3 : Vérification de non fragilité

Tableau VI.3.4 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

### **VI.4 : Ferrailage de débord**

### **VI.5 : Etude du voile périphérique**

Tableau VI.5.1 : Moment isostatique du voile périphérique

Tableau VI.5.2 : Moment aux appuis et en travées du voile périphérique

Tableau VI.5.3 : Ferrailage du voile périphérique

Tableau VI.5.4 : Vérification de non fragilité du béton

Tableau VI.5.5 : Vérification de contraintes

### **Conclusion générale**

# ***SOMMAIRE***

## **Introduction générale**

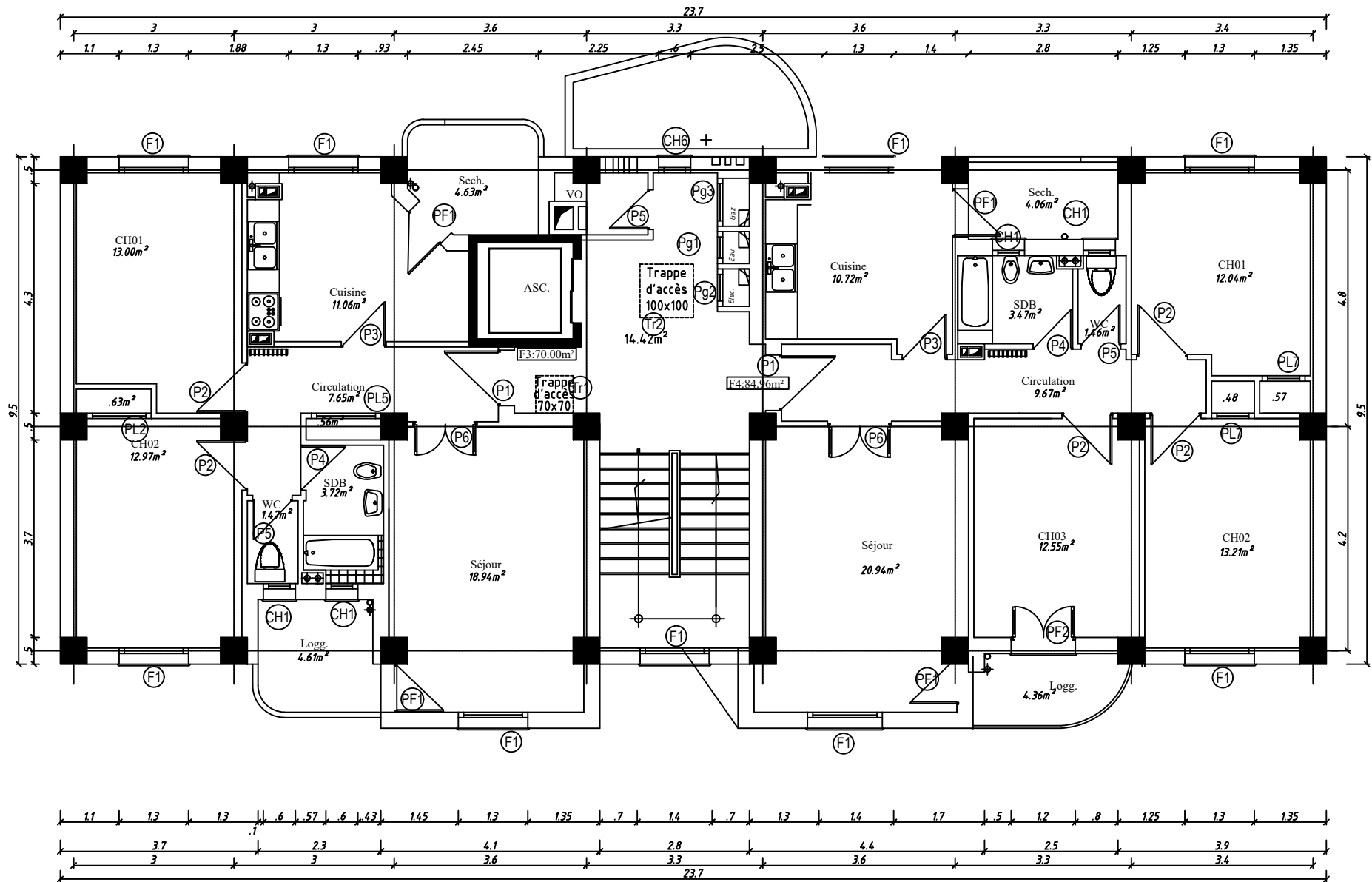
<b>Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....</b>	<b>01.</b>
<b>I.1.</b> Description de l'ouvrage.....	01
<b>I.2.</b> Caractéristiques géométriques.....	01
<b>I.3.</b> Les éléments de l'ouvrage .....	01
<b>I.4.</b> Les caractéristiques mécaniques des matériaux.....	03
<b>Chapitre II : Prédimensionnement des éléments.....</b>	<b>09</b>
<b>II.1.</b> Les planchers.....	09
<b>II.2.</b> Les poutres.....	11
<b>II.3.</b> Les voiles.....	13
<b>II.4.</b> Les poteaux.....	14
<b>Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.....</b>	<b>24</b>
<b>III.1 :</b> L'acrotère.....	24
<b>III.2 :</b> Les escaliers.....	33
<b>III.3 :</b> La poutre Poutre palière.....	47
<b>III.4 :</b> La salle machine.....	54
<b>III.5 :</b> Les planchers.....	63
<b>III.6 :</b> Les balcons.....	78
<b>Chapitre IV : Modélisation .....</b>	<b>85</b>
<b>Chapitre IV : vérification des exigences RPA.....</b>	<b>101</b>
<b>Chapitre V : Ferrailage des éléments.....</b>	<b>112</b>
<b>V.1 :</b> Ferrailage des poteaux .....	112
<b>V.2 :</b> Ferrailage des poutres.....	121
<b>V.3 :</b> Ferrailage des voiles.....	126
<b>Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.....</b>	<b>135</b>
<b>VI.1 :</b> Fondation.....	135
<b>VI.2 :</b> Etude du radier.....	145
<b>VI.3 :</b> Etude de la nervure.....	149

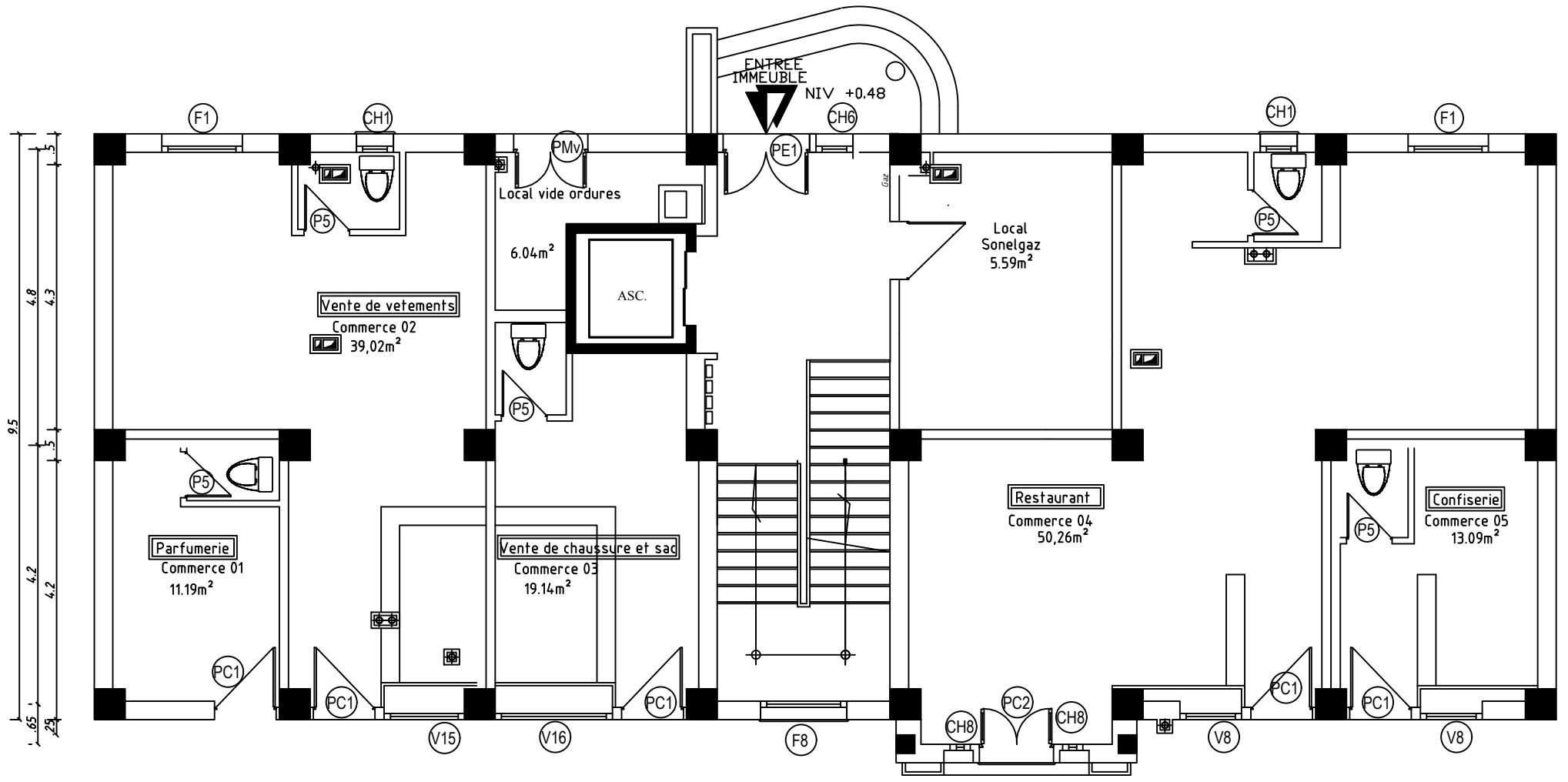
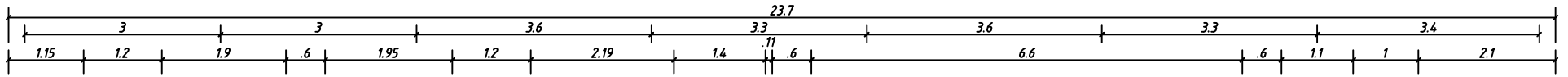
## **Conclusion générale**

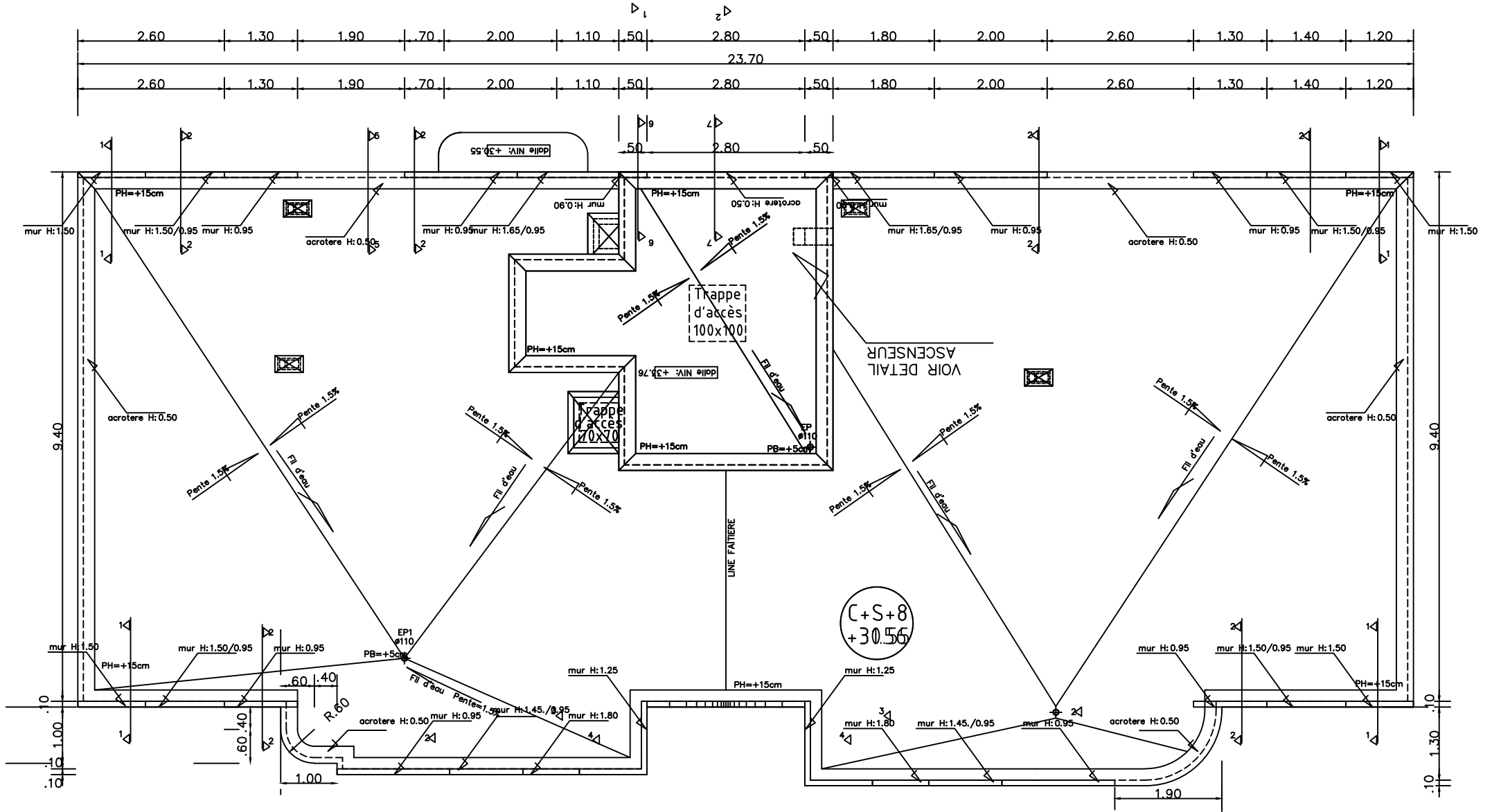
### **Annexes**

### **Bibliographie**









# INTRODUCTION GENERALE

## *INTRODUCTION GENERALE*

La révolution industrielle a entraîné une forte urbanisation des villes, ce qui a provoqué un grand changement dans le style de construction . En effet, afin de rationaliser l'espace, il fallait abandonner les constructions traditionnelles au profit des bâtiments multi étages (le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace) c'est-à-dire permettre de trouver un abri à un plus grand nombre d'habitants sur un plus petit espace . Cela a été possible grâce aux techniques de construction moderne telle que la construction mixte ( acier et béton ).

Pendant dans notre pays , des séries de réglementations ont été élaborées dans le but de dimensionner convenablement les bâtiments, le cas du BAEL91 révisé en 1999, RPA99 révisé en 2003, DTR, DTU...actuellement en vigueur.

Dimensionner un bâtiment dans les règles de l'art revient à déterminer les dimensions de chaque élément de ce bâtiment, les caractéristiques du béton à utiliser, les aciers à employer et surtout comment allier les deux.

Toute fois, il existe un danger fréquent et persistant pour la construction verticale, qui n'est rien d'autre que le séisme, vu les importants dégâts qu'il peut occasionner ; sachant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, et donc elle se présente comme étant une région à forte activité sismique. Pour cela il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts :

- La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage
- Economie: sert à diminuer les couts du projet (les dépenses)
- Confort, esthétique

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

- Souplesse d'utilisation
- Durabilité
- Résistance au feu

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'une structure en béton armé à usage d'habitation et commercial implanté dans une zone classée comme étant de moyenne sismicité, et cela en utilisant les normes et réglementations en vigueur.

# Chapitre I

## *Présentation et description de l'ouvrage*

## **I. Introduction**

Ce chapitre est consacré à des généralités ainsi qu'à la présentation de l'ouvrage qui définit les caractéristiques géométriques et mécaniques de notre bâtisse . Cette étape est indispensable pour les calculs dans les chapitres suivants.

### **I.1. Description de l'ouvrage**

Le projet consiste à calculer des éléments résistants d'un bâtiment R+9, à usage multiple (habitation et commercial) constitué de portiques et de voiles en béton armé. Ce bâtiment classé comme ouvrage d'importance moyenne (groupe d'usage 2) sera implanté à la wilaya de Tizi Ouzou, qui est classé selon le règlement parasismique Algérien comme zone de moyenne sismicité (Zone II-a)

Ce bâtiment est une construction composé de :

- Un RDC à usage commercial
- 09 étages à usage d'habitation
- L'accès aux différents étages sera assuré par des escaliers et un ascenseur.

### **Réglementation**

Afin de garantir la stabilité de notre ouvrage ainsi que la sécurité des usagers, nos calculs seront conformes aux règlements en vigueur en Algérie à savoir :

- Règles de calcul du béton armé aux états limites (B.A.E.L91, modifiées 99).
- Le règlement parasismique algérien (RPA 99/version 2003).
- Documentation technique réglementaire (DTR) B.C.2.2 : charges permanentes et charges d'exploitations.

### **I.2. Caractéristiques géométriques**

Les caractéristiques géométriques de notre ouvrage sont relevées des plans d'architectur du projet.

Ces caractéristiques sont données comme suit :

Hauteur total (Y compris la hauteur de la salle machine).....	36.17m
Hauteur d'étage courant.....	3,06m
Hauteur de RDC.....	4,07m
Longueur totale du bâtiment.....	23.7m
Largeur totale du bâtiment.....	9.5m

### **I.3. Les éléments de l'ouvrage**

#### **L'ossature :**

Notre bâtiment a une ossature mixte (portiques-voiles)

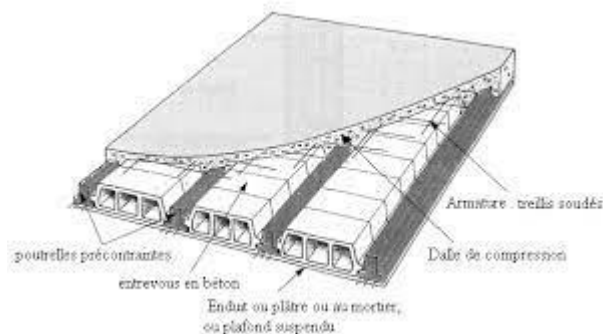
- Portiques transversaux et longitudinaux destinés essentiellement à reprendre les charges et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux directions (longitudinale et transversale) constituant un système de contreventement rigide et assurant la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales en plus des charges verticales.

**Les planchers :**

Un plancher est un élément porteur horizontal qui sépare deux étages d'une construction. On distingue deux types essentiels :

- **Planchers à corps creux :** un plancher est une aire généralement plane, associé à un système de poutres, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements du sol, dont les fonctions principales sont :
  - + supporter et transmettre les charges et surcharges aux éléments porteurs de la structure.
  - + isolation thermique et acoustique entre les différents niveaux.

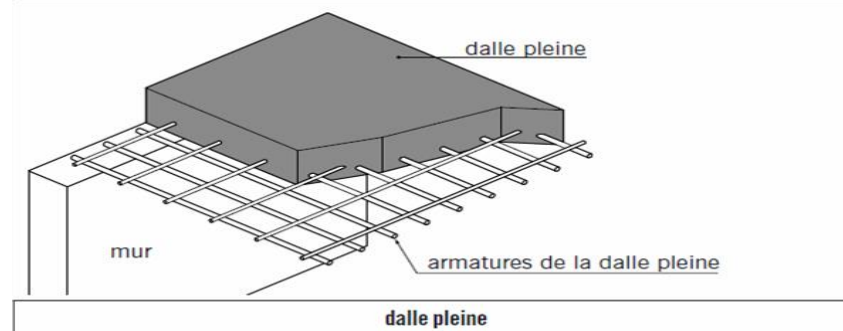
Le plancher terrasse est inaccessible comportant un système complexe d'étanchéité et une pente de (1%) pour faciliter l'écoulement des eaux pluviales



**Figure I.1 : Éléments d'un plancher en corps creux**

- **Dalle pleine :** elle est Réalisé en béton armé, de 15à 20cm d'épaisseur et coulée sur place, elle comporte des armatures d'acier variant en nombre et en diamètre selon là portée et les charges à supporter.

Dans notre structure, ils sont destinés pour la cage d'ascenseur et les balcons  
 Les fonctions d'une dalle pleine sont : La dalle pleine est armée afin d'augmenter la résistance mécanique de la structure. Ce type de dalle facilite l'incorporation des câbles et canalisations tout en offrant une bonne isolation phonique.



**Figure I.2 : Éléments d'un plancher en dalle pleine**

**La maçonnerie :**

Les murs extérieurs seront réalisés en double cloison de 30 cm d'épaisseur, en briques creuses de 15cm pour la cloison extérieure, et 10 pour celle de l'intérieur, séparées par une lame d'air de 5cm. Les murs de séparation intérieurs seront de simples cloisons en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

**Les escaliers :**

Le bâtiment est composé d'une seule cage d'escalier qui relie tous les différents étages, Ces escaliers comportent deux volées et seront constitués de paliers et paillasse coulés sur place, en béton armé.

**Les voiles**

Un voile en béton armé est un élément dont l'épaisseur est très faible par rapport aux deux autres dimensions, mais il a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure.

Les voiles sont destinés à :

- Reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers.
- Participer au contreventement.
- S'opposer à la poussée de terre éventuellement d'eau.
- Assurer une isolation acoustique Assurer une protection contre l'incendie.

**Les fondations**

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondations dépend de type du sol d'implantation et l'importance de l'ouvrage.

**La cage d'ascenseur**

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisé par des voiles en béton armé.

**Revêtements**

- Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Enduit en ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

**I.4. Les caractéristiques mécaniques des matériaux**

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels : le béton et l'acier qui doivent satisfaire les règles parasismiques Algériennes **RPA 99 Version 2003** ainsi que les règles de béton armé aux états limites **BAEL 91 Modifiée 99**.

**I.4.1. Le béton**

Le béton est un matériau de construction composé d'un mélange de granulats (gravier et sable) et d'eau aggloméré par un liant hydraulique le plus souvent qui est le ciment . On y ajoute éventuellement des adjuvants et d'autres ingrédients pour modifier ses caractéristiques.

Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression  $f_{cj}$  qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

**a. Résistance caractéristique du béton à la compression** (Art A.2.1,11 BAEL 91 modifiées 99)

Elle sera prise à 28 jours de durcissement du béton notée  $f_{c28}$ , dans notre projet on prend  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ . La résistance caractéristique à la compression est définie comme suit :

Tableau I.1 : Caractéristiques du béton

$J \leq 28$	$f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$	$f_{cj} = \frac{j}{(4.76 + 0.83j)} \times f_{c28}$
	$f_{c28} > 40 \text{ MPa}$	$f_{cj} = \frac{j}{(1.4 + 0.95j)} \times f_{c28}$
$J = 28$	$f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$	$f_{cj} = f_{c28}$ Pour les calculs de résistance
$28 < J < 60$	$f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$	$f_{cj} = \frac{j}{(4.76 + 0.83j)} \times f_{c28}$ Pour les calculs de déformations
$J > 60$	$f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$	$f_{cj} = 1.1 \times f_{c28}$ Pour les calculs de déformation

**b. Résistance caractéristique du béton à la traction** (Art A.2.1,11 BAEL 91 modifiées 99)

La résistance du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de 10% de la résistance à la compression, elle est définie par la relation suivante :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \text{ (BAEL 91, art A.2.1.12)}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa}$$

**c. Les états limites**

Un état limite est un état pour lequel une condition requise d'une construction ou un de ses éléments est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de variation défavorable d'une des actions appliquées.

**1. Etat limite ultime (ELU)** (Art A.4.3.41 BAEL 91 modifiées 99)

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité, au-delà de cet état, la structure perd :

- L'équilibre statique (basculement).
- La résistance de chacun des éléments (rupture).
- La stabilité de forme (flambement).

**2. Etat limite de service (ELS)** (Art A4.5.2 BAEL 91 modifiée 99)

Qui sont définis compte tenu des conditions d'exploitation ou de durabilité, on distingue :

- états limites de service vis-à-vis de la compression du béton.
- états limites d'ouverture des fissures.
- états limites de service de déformation.

**d. Les contraintes du béton**

**1. Contrainte limite de compression à l'état limite ultime**

A l'état limite ultime la contrainte limite à la compression est donnée par les formules suivantes :  $f_{bc} = \frac{(0,85 \times f_{c28})}{(\theta \times \gamma_b)}$  [MPa]

Avec :  $\gamma_b$ : Coefficient de sécurité du béton

$\gamma_b = 1,5$  en situation courante

$\gamma_b = 1,15$  en situation accidentelle

$\theta$  : Coefficient dépendant de la durée (t) de l'application des combinaisons d'actions.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \theta = 1 & \text{si : } t > 24 \text{ h .} \\ \theta = 0.9 & \text{si : } 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h .} \\ \theta = 0.85 & \text{si : } 1 \text{ h} \geq t . \end{array} \right.$$

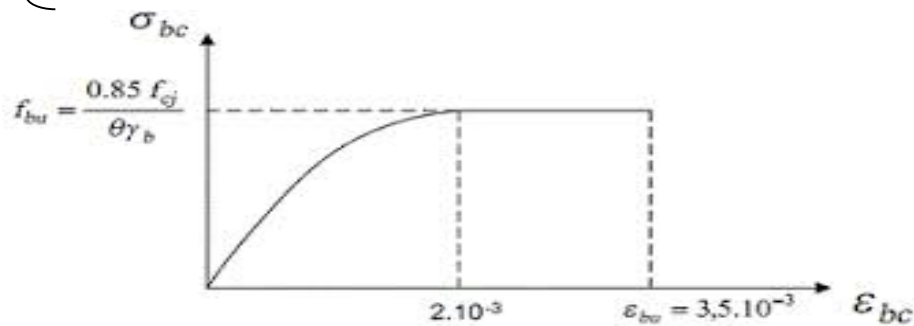


Figure. I.3. Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'ELU.

Avec :  $\epsilon_{bc}$  déformation du béton en compression.

**2. Contrainte limite de compression à l'état limite de service**

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique.

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

Avec :  $\bar{\sigma}_{bc}$  : La contrainte admissible à l'ELS

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6(25) = 15\text{MPa}$$

La déformation dans le béton est considérée comme élastique et linéaire, la relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure I.3.

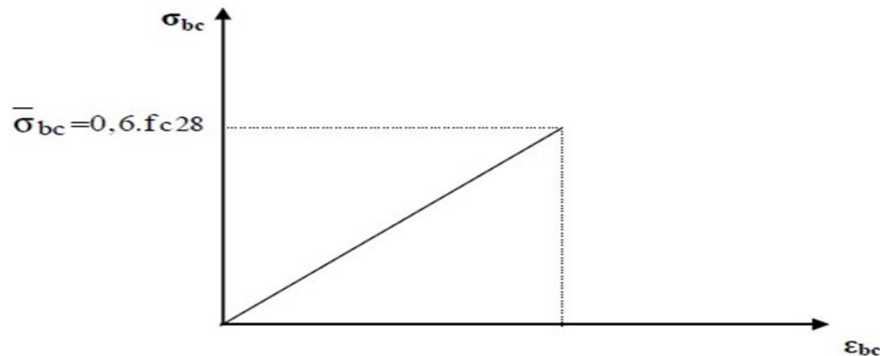


Figure. I.4 : Diagramme de déformation des contraintes du béton à l'ELS.

Avec :  $\epsilon_{bc}$  = Module d'élasticité

$0 < \epsilon_{bc} < 2\text{‰}$  → Compression pure

$2 < \epsilon_{bc} < 3.5\text{‰}$  → Compression avec flexion

### 3. Contrainte limite de cisaillement (Art A-5.2.21 BAEL 91)

La contrainte de cisaillement ultime notée ( $\tau$ ) pour les armatures droites, elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

$V_u$  : L'effort tranchant à l'ELU

$b_0$  : Largeur de la section cisailée

$d$  : Position des aciers tendus,  $d = 0.9 \times h$

Elle ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$\tau_u = \min(0.13f_{c28}, 5\text{MPa}) \rightarrow$  Pour la fissuration peu nuisible

$\tau_u = \min\left(\frac{0.15}{\gamma_b} \times f_{c28}, 4\text{MPa}\right) \rightarrow$  Pour la fissuration préjudiciable

#### e. Module d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité est le rapport de contrainte normale et de la déformation engendrée. Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue :

##### 1. Module déformation instantané (Art A-2.1.21 BAEL 91)

La durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24h à l'âge de j jours.

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{\frac{1}{3}} (\text{MPa})$$

Pour :  $f_{cj} = 25\text{MPa}$

$$E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa.}$$

##### 2. Module de déformation différée (A.2.1.22 BAEL 91)

Il permet de calculer la déformation finale du béton à long terme.

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la Compression du béton

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{\frac{1}{3}}$$

##### 3. Module de déformation transversale :

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

$E$  : module de Young

$\nu$  : coefficient de poisson.

#### f. Coefficient de poisson ( $\nu$ ) (BAEL 91 modifié 99 / Art A.2.1, 3)

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale.

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}} = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l}$$

Il est pris égal à :

$\nu = 0$ , à l'ELU pour le calcul des sollicitations en considérant le béton fissuré.

$\nu = 0.2$ , (à l'LES) pour le calcul des déformations en considérant le béton non fissuré.

## I.4.2. Aciers

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leurs nuances et leurs états de surface.

- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondant à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 [MPa] et 500 [MPa].
- Treillis soudé de type TS520.

### a. Les contraintes limite

#### 1. Contrainte limite ultime (ELU) : [Art A.4.3, 2/BAEL91modifié99]

La Contrainte admissible des aciers est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Avec :  $\gamma_s$  : Coefficient de sécurité, tel que :

$\gamma_s = 1,15 \rightarrow$  Situation durable.

$\gamma_s = 1 \rightarrow$  Situation accidentelle.

$f_e$  : limite d'élasticité garantie.

#### 2. Contrainte limite de service (ELS) : [Art A.4. 3,2/BAEL91modifié 99]

Afin de réduire les risques d'apparition des fissures dans le béton, il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures, on distingue trois cas de fissurations :

##### ❖ Fissuration peu nuisible : [Art A.4.5,32/BAEL91modifié 99]

Cas des armatures intérieures, il n'y a aucune vérification à faire en dehors de la vérification à l'ELU.

Pour limiter la fissuration :

- il convient dans la mesure du possible de n'utiliser de gros diamètre que dans les pièces suffisamment épaisses.
- D'éviter de très petit diamètre dans les pièces exposées aux intempéries.
- De prévoir le plus grand nombre de barres compatibles avec une mise en place correcte du béton.

##### ❖ Fissuration préjudiciable : [Art A.4.5,33/BAEL91modifié 99]

Cas des éléments importants, ou exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

$$\sigma_{st} = 0.8 \min\left(\frac{2}{3} f_e, \max\left(\frac{1}{2} f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right)$$

Avec :

$\eta$  : coefficient de fissuration, tel que :

$\eta=1$ .....pour les aciers doux (ronds lisses)

$\eta=1,6$ .....pour les aciers haute adhérence de diamètre  $\geq 6$ mm.

$\eta=1,3$ ..... pour les aciers haute adhérence de diamètre  $< 6$ mm

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours.

❖ **Fissuration très préjudiciable : [Art A.4.5,34/BAEL91modifié 99]**

Cas des éléments exposés aux intempéries, risque d'infiltration.

Dans ce cas, on note

$$\sigma_{st} = 0.8 \min\left(\frac{2}{3} f_e, \max\left(\frac{1}{2} f_e; 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right)\right)$$

Avec :

$\eta$  : coefficient de fissuration, tel que :

$\eta=1$ .....pour les aciers doux (ronds lisses)

$\eta=1,6$ .....pour les aciers haute adhérence de diamètre  $\geq 6$ mm.

$\eta=1,3$ ..... pour les aciers haute adhérence de diamètre  $< 6$ mm

$f_{tj}$  : Résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours.

❖ **Diagrammes des contraintes-déformation l'acier : (ArtA.2.2,1/BAEL91modifié99)**

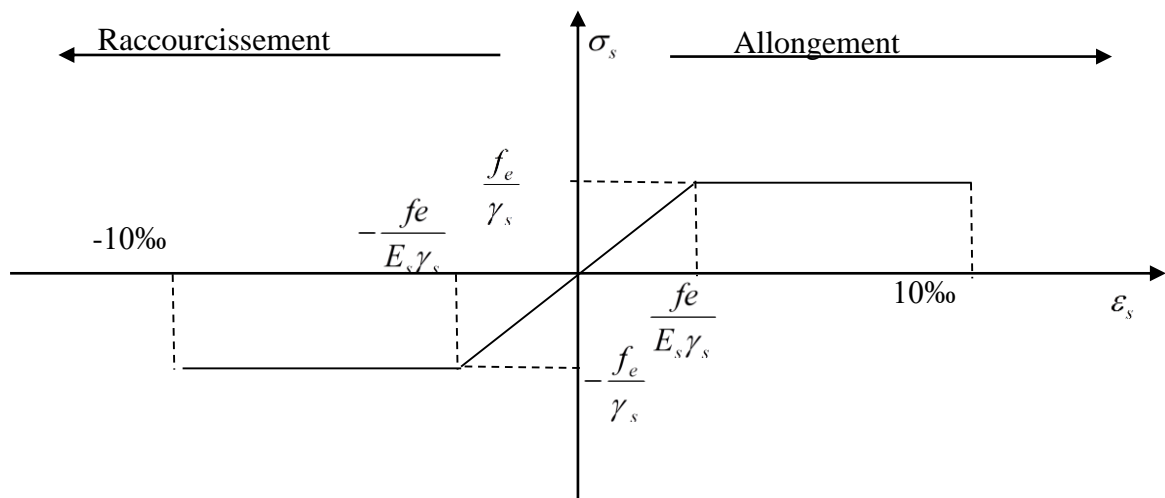


Figure. I.5 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier

**b. Protection des armatures**

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets d'intempérie et des agents agressifs, on doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- **C  $\geq 5$  cm** : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- **C  $\geq 3$  cm** : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, Canalisations)
- **C  $\geq 1$  cm** : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

**c. Module d'élasticité longitudinale de l'acier**

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

# *Prédimensionnement des éléments*

## *Chapitre II*

## II.1. Introduction

Le pré dimensionnement des éléments est une étape régie par des lois empiriques, cette étape a pour but de définir les dimensions des différents éléments de la structure (poteaux, poutres, voiles...etc.), pour vérifier et justifier la résistance et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations verticales (charges permanentes et surcharges) et horizontales (séisme).

Le pré dimensionnement de tous les éléments de la structure se fait selon les exigences réglementaires du L'RPA99V2003 et BAEL91/99.

## II.2. Pré dimensionnement des éléments

### II.2.1. Les planchers

Le plancher est une partie horizontale de la construction séparant deux niveaux d'un bâtiment, capable de supporter les charges et de les transmettre aux éléments porteurs horizontaux et verticaux.

#### a. En corps creux

Les plancher sont constitués de dalle compression et de corps creux reposant sur des poutrelles préfabriquées, Ces dernières sont disposées suivant la plus petite portée pour réduire la fléché.

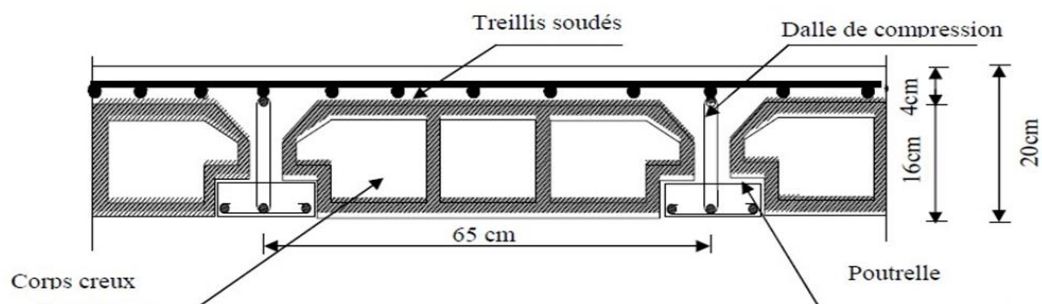


Figure. II .1 : Coupe d'un plancher en corps creux

Le pré dimensionnement du plancher à corps creux se fait selon la formule suivante :

- $h_t \geq \frac{l_{max}}{22.5}$  ..... (BAEL 91modifies99 / Art B.6.8.424)
- $l_{max}$  : Portée libre maximale entre nus des appuis dans le sens des poutrelles.
- $h_t$  : épaisseur du plancher
- $l_{max} = 360 - 25 = 335$
- Dans nôtres cas :
- $l_{max} = 335\text{cm} \rightarrow h_t \geq \frac{335}{22,5} = 14.89\text{cm}$
- Nous adopterons un plancher de 20cm d'épaisseur composé d'un corps creux de 16cm et d'une dalle de compression de 4cm.

**b. Dalle pleine**

La dalle pleine est une aire en béton armé coulé sur un coffrage plat, le pré dimensionnement du plancher en dalle pleine est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation.

**Condition de résistance à la flexion :****• Dalle pleine reposant sur trois ou quatre appuis**

Si  $\alpha \leq 0.4$  :  $ep \geq \frac{l_x}{30}$  panneau travaillant dans un seul sens

Si  $0.4 \leq \alpha \leq 1$  :  $ep \geq \frac{l_x}{40}$  panneau travaillant dans les deux sens

Avec :  $l_x$  : petit coté du panneau de la dalle considéré

$l_y$  : grand coté du panneau de la dalle pleine

**• Dalle pleine de la salle machine**

$$\alpha \leq \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.60}{4.80} = 0.75 \rightarrow 0.4 \leq \alpha \leq 1$$

$$ep \geq \frac{3.60}{40} = 9$$

ON prend  $ep=10$  cm

**Condition de résistance au feu :**

$ep=7$ cm : pour une heure de résistance au feu

$ep=11$ cm : pour deux heures de résistance au feu

$ep=17.5$ cm : pour quatre heures de résistance au feu

On opte pour un plancher qui devrait largement résister au minimum deux heures au feu, c'est-à-dire :  $ep=11$  cm

**Isolation acoustique :(règles techniques CBA 93) :**

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, la masse surfacique minimale du béton est de  $350 \text{Kg/m}^2$

$$L'épaisseur minimale de la dalle est donc :  $e = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14 \text{cm}$$$

On prend :  $ep=15$ cm.

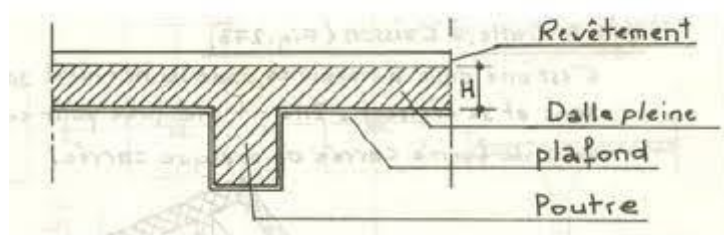


Figure II.2 : Coupe verticale d'un plancher en dalle pleine

### II.2.2. Les poutres

Ce sont des éléments en béton armé coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux et voiles). D'après le BAEL91, les dimensions d'une section rectangulaire sont :

$$\text{Hauteur : } \frac{L}{15} \leq ht \leq \frac{L}{10}$$

$$\text{Largeur : } 0,4h \leq b \leq 0,7h$$

Avec : L : la plus grande travée dans le sens considéré.

Par ailleurs, le RPA exige pour une zone II a :

$$\text{La hauteur : } h \geq 30\text{cm}$$

$$\text{La largeur : } b \geq 20\text{cm}$$

$$\text{Le rapport : } \frac{h}{b} \leq 4$$

#### a. Les poutres principales

Ce sont des poutres porteuses jouant le rôle d'appuis aux poutrelles

$$\text{Hauteur : } \frac{l_{\max}}{15} \leq ht \leq \frac{l_{\max}}{10}$$

Avec :  $l_{\max}$  : portée libre maximale entre nus d'appuis dans le sens longitudinal

$h_t$  : hauteur de la poutre

Dans notre cas :  $L_{\max} = 480 - 25 = 455\text{cm}$

$$\frac{455}{15} \leq ht \leq \frac{455}{10} \rightarrow 30.33 \leq ht \leq 45.5 \text{ soit } ht = 40\text{cm}$$

Largeur : elle est définie par :

$$0,4ht \leq b \leq 0,7ht \rightarrow 0,4(40) \leq b \leq 0,7(40) \rightarrow 16 \leq b \leq 28$$

On adoptera une largeur de 30cm ( $b=30\text{cm}$ )

#### Vérification des exigences [RPA99, Art 7.5.1]

$ht = 40\text{cm} > 30\text{cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

$b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \rightarrow$ Condition vérifiée.

$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1,33 < 4 \rightarrow$ Condition vérifiée.

**b. Poutres secondaires**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles

**Hauteur** : elle est définie par :

$$\frac{l_{max}}{15} \leq ht \leq \frac{l_{max}}{10}$$

$$l_{max} = 360 - 25 = 335\text{cm}$$

$$\frac{335}{15} \leq ht \leq \frac{335}{10} \rightarrow 22.33 \leq ht \leq 33.5 \text{ soit: } ht = 35\text{cm}$$

**Largeur** : elle est définie par :

$$0,4ht \leq b \leq 0,7ht \rightarrow 0,4(35) \leq b \leq 0,7(35) \rightarrow 14 \leq b \leq 24,5$$

On adoptera une largeur de 30cm (b=30cm)

**Vérification des exigences [RPA99, Art 7.5.1]**

ht = 35cm > 30cm → Condition vérifiée.

b = 30cm > 20cm → Condition vérifiée.

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1,17 < 4 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les sections adoptées sont :

- ❖ Poutres principales : (40 × 30) cm<sup>2</sup>
- ❖ Poutres secondaires (35 × 30) cm<sup>2</sup>

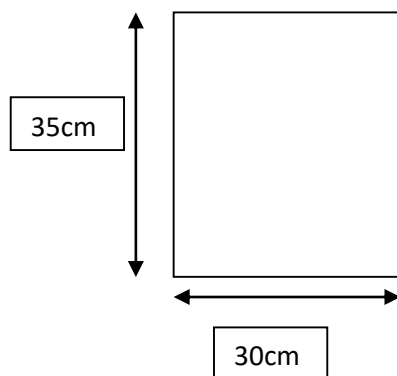


Figure. II .3 : Dimension de  
la poutre secondaire

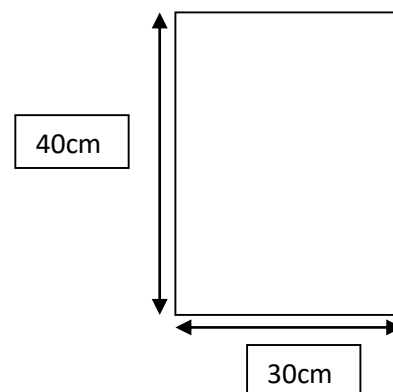


Figure. II .4 : Dimension de  
la poutre principale

II.2.3. Les voiles

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

L'épaisseur des voiles est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités (RPA99 art 7.7.1) comme le montre la figure ci desous avec une épaisseur minimale de 15cm.

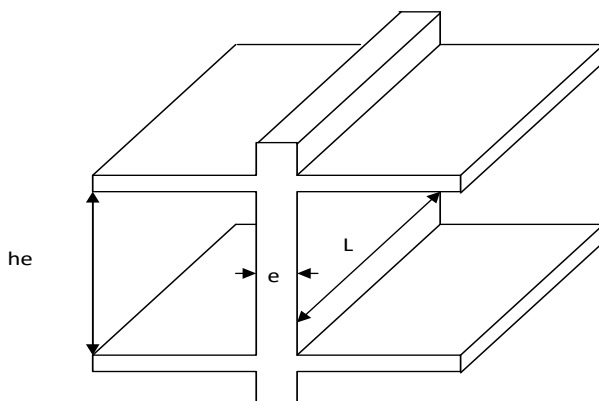


Figure. II .5 : Coupe de voile en élévation RPA99 art 7.7.1

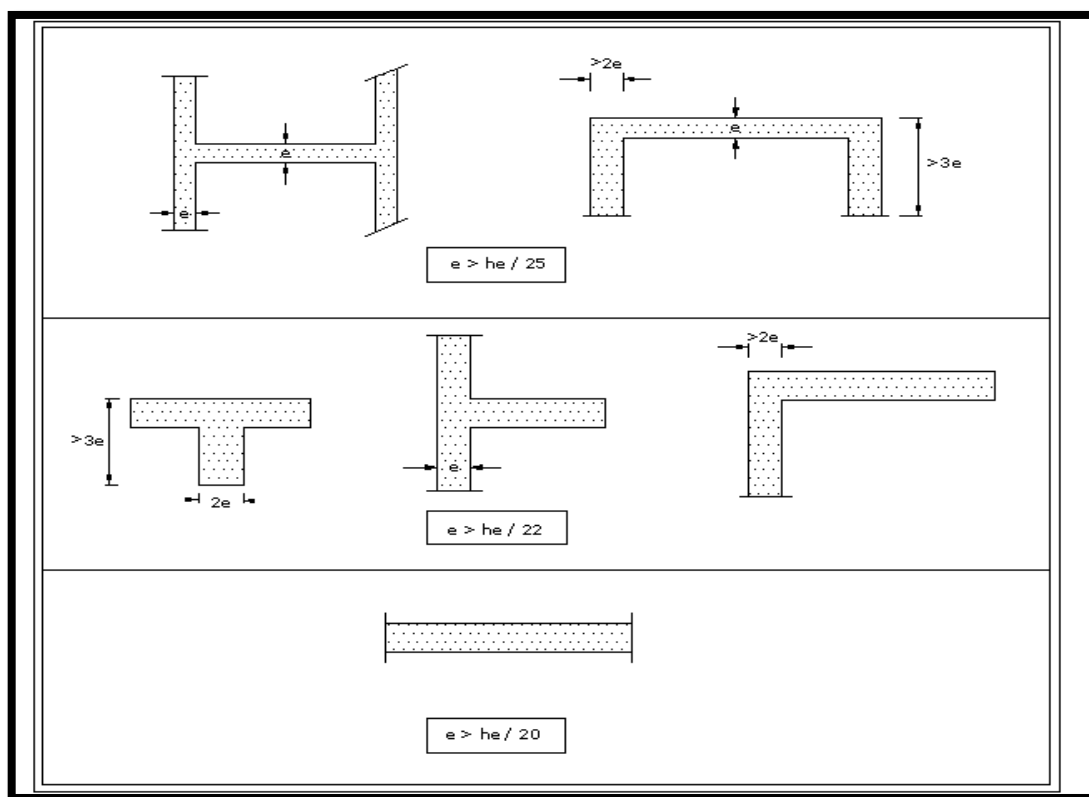


Figure. II .6 : Coupe des voiles en plan RPA99 art 7.7.1

Dans notre cas l'épaisseur des voiles est donnée par la formule :

$$e \geq \frac{h_e}{20}$$

$$h_e = h - e_p$$

Avec :  $h_e$  : distance entre étages

$h$  : hauteur d'étage

$e_p$  : épaisseur de la dalle, tel que  $e_p = 20\text{cm}$

$e$  : épaisseur du voile

- **Etages courants**

$$h = 306\text{cm}, h_e = 306 - 20 = 286\text{cm}$$

$$e = \frac{h_e}{20} = \frac{286}{20} = 14,30\text{cm} \rightarrow e = 20\text{cm}$$

- **RDC**

$$h = 407\text{cm}, h_e = 407 - 20 = 387\text{cm}$$

$$e = \frac{h_e}{20} = \frac{387}{20} = 19,35\text{cm} \rightarrow e = 20\text{cm}$$

### Conclusion

Donc on adopte pour les voiles une épaisseur  $e=20\text{cm}$  sur toute la hauteur de la structure

$$L \geq 4e$$

$$L \geq 4(20)$$

$$L \geq 80\text{cm}$$

Avec :  $L$  : la longueur la plus petite de voiles (entre âme).

### II.2.4. Les poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux sera fait à l'état limite de service (ELS) en compression simple. Selon la combinaison ( $N_s = G + Q$ )

Avec :

$N_s$  : effort de compression repris par les poteaux

$G$  : charge permanente

$Q$  : charge d'exploitation en tenant compte de la dégression des surcharges.

En considérant un effort  $N$  qui sera appliqué sur la section de poteau le plus sollicité elle sera déterminée à partir de la descente de charge données par les régales de **(BAEL 91 modifié 99)**

Cette section transversale est donnée par la relation suivante

$$s \geq \frac{N_s}{\sigma_c}, S : \text{section, transversale du poteau.}$$

Avec :  $\overline{\sigma}_{bc}$  contrainte de compression admissible du béton

$$\frac{\overline{\sigma}_{bc}}{\sigma_{bc}} = 0,6 \times f_{c28} \rightarrow \sigma_{bc} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

**II.3. Détermination des charges et surcharge**

Pour déterminer les charges permanentes G et les charges d’exploitation Q, nous allons nous référer au document technique réglementaire (DTR B.C.2.2).

**II.3.1. Charges permanentes**

**a. Plancher terrasse**

Tableau. II .1 : Charges permanentes du plancher terrasse

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente G (KN/m <sup>2</sup> )
Couche de gravier roulé	0.05	20	1.00
Etanchéité multicouche	0.02	06	0.12
Béton en forme de pente	0.07	22	1.54
Par vapeur (feuille polyane)	/	/	0.01
Isolation thermique en liège	0.04	04	0.16
Plancher à corps creux	0.20	14	2.80
Enduit sous plafond en plâtre	0.02	10	0.20
<b>Charge permanente totale</b>			<b>5.83</b>

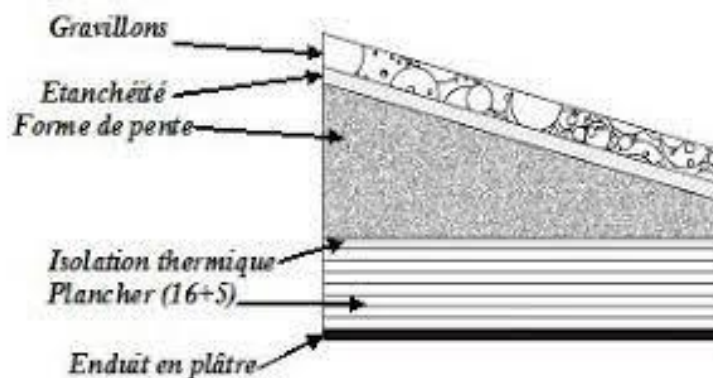


Figure. II .7 : Coupe verticale du plancher terrasse (inaccessible)

**b. Plancher d'étage courant et RDC**

Tableau. II .2 : Charges permanentes du plancher d'étage courant

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	22	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher en corps creux	0.20	14	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Cloisons intérieures	0.1	10	1.00
	<b>Charge permanente totale</b>			<b>5.24</b>

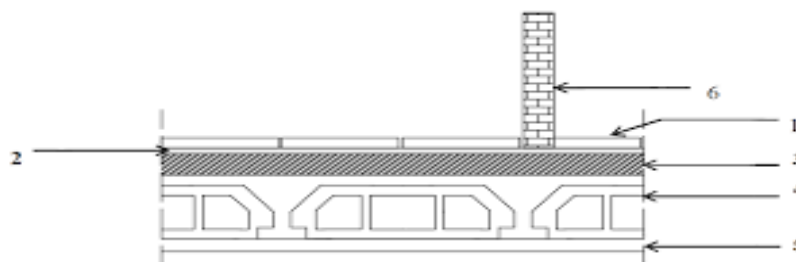


Figure. II .8 : Coupe verticale du plancher d'étage courant

**c. Dalles pleines**

Tableau. II .3 : Charges permanentes des dalles pleines

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente G (KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.03	20	0.60
Couche de sable	0.03	18	0.54
Dalle pleine en béton armé	0.15	25	3.75
Mortier de ciment	0.02	18	0.36
<b>Charge permanente totale</b>			<b>5.65</b>

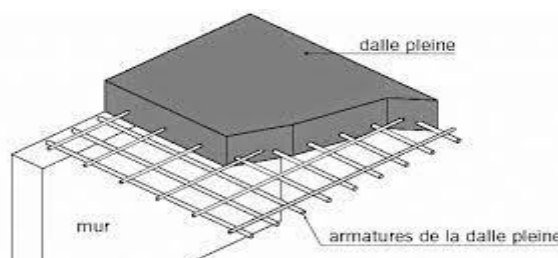


Figure. II .9 : Coupe verticale d'une dalle pleine

**d. Murs extérieurs**

Tableau. II .4 : Charges permanentes des murs extérieures

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente G (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
Briques creuses extérieures	0.15	09	1.35
Lame d'air	0.05	01	0.05
Briques creuses intérieures	0.10	09	0.90
Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
<b>Charge permanente totale</b>			<b>2.86</b>

**e. Murs intérieurs**

Tableau. II .5 : Charges permanentes des murs intérieures

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charge permanente G (KN/m <sup>2</sup> )
Enduit de plâtre	0.02	10	<b>0.20</b>
Briques creuses	0.10	09	<b>0.90</b>
Enduit de plâtre	0.02	10	<b>0.20</b>
<b>Charge permanente totale</b>			<b>1.30</b>

**f. Les charges d'exploitations**

Tableau. II .6 : Les charges d'exploitations

Elément	Surcharge Q (KN/m <sup>2</sup> )
Plancher terrasse	1.00
Plancher étage courant + RDC	1.50
L'escalier	2.50
Balcons (dalle pleine)	3.50
L'acrotère	1.00

**II.4. Descente de charges**

La descente de charges est effectuée pour un poteau choisi en fonction de sa surface d'influence (le poteau le plus sollicité).

Dans notre cas, on dimensionne le poteau G2 (dans le plan).

**II.4.1. Charges et surcharges revenant au poteau sollicité**

**II.4.1.1. Surface d'influence**

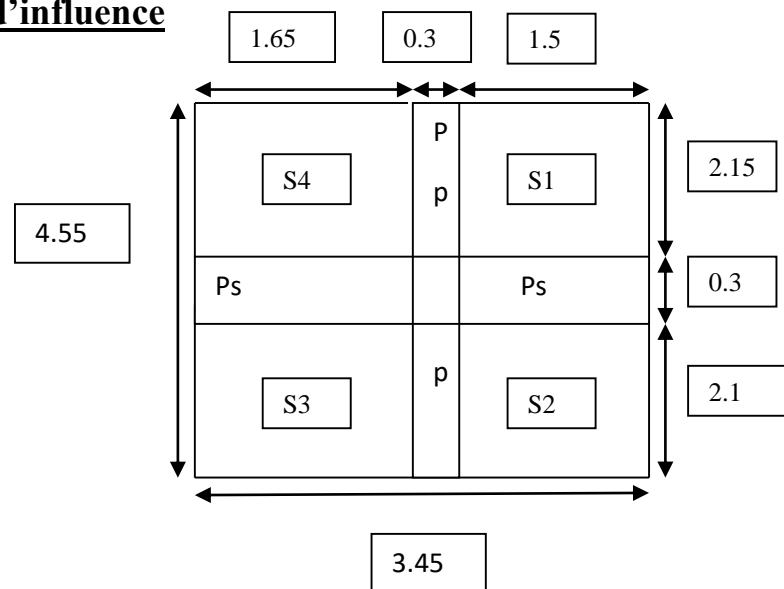


Figure. II .10 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité

$$S = S1 + S2 + S3 + S4$$

$$S1 = 1.5 \times 2.15 = 3.23m^2$$

$$S2 = 1.5 \times 2.1 = 3.15m^2$$

$$S3 = 1.65 \times 2.1 = 3.47m^2$$

$$S4 = 1.65 \times 2.15 = 3.55m^2$$

$$S_{nette} = 3.23 + 3.15 + 3.47 + 3.55$$

$$S = 13.5m^2$$

**II.4.1.2. Poids propre des éléments**

**a. Poids propre des planchers**

$$P = G \times S$$

Avec :

P : poids

G : charge permanente

S : surface

- **Plancher terrasse**

$$P_{pt} = 5.83 \times 13.5$$

$$P_{pt} = 78.71 \text{KN}$$

- **Plancher étage courant**

$$P_{pe} = 5.24 \times 13.5$$

$$P_{pe} = 70.74 \text{KN}$$

**b. Poids propre des poutres**

- **Poutres principales**

$$P_{pp} = \rho \times a \times b \times (2.15 + 2.1)$$

$$P_{pp} = 25 \times 0.40 \times 0.30 \times (2.15 + 2.1)$$

$$P_{pp} = 12.75 \text{KN}$$

- **Poutres secondaires**

$$P_{pp} = \rho \times a \times b \times (1.6 + 1.85)$$

$$P_{pp} = 25 \times 0.35 \times 0.30 \times (1.65 + 1.15)$$

$$P_{pp} = 7.35 \text{KN}$$

- **Poids total des poutres**

$$P_t = P_{pp} + P_{ps}$$

$$P_t = 12.75 + 7.35$$

$$P_t = 20.1 \text{KN}$$

**c. Poids propre des poteaux**

Les dimensions suivantes pour tous les poteaux dans notre structure :

On calcul leurs poids :

$$P_{pot} = \rho \times S \times h$$

Avec :  $\rho = 25 \text{KN/m}^3$

S : surface des poteaux

h : hauteur d'étage

- **Poteau étages courants, (h=3.06m)**

$$P_{pot} = 25 \times 0,25 \times 0,25 \times 3,06 = 4,78 \text{KN}$$

- **Poteau RDC, (h=4.07m)**

$$P_{pot} = 25 \times 0,25 \times 0,25 \times 4,07 = 6,36 \text{KN}$$

**II.4.1.3. Surcharges d’exploitations**

$$Q_i = Q \times S$$

Avec : Q : surcharge d’exploitation d’un élément quelconque en KN/m<sup>2</sup>

S : surface nette

Q<sub>i</sub> : surcharge d’exploitation d’un élément quelconque en KN

- **Plancher terrasse**

$$Q_{pt} = 1 \times 13.5 = 13.5 \text{ KN}$$

- **Plancher étages courants +RDC**

$$Q_{pe} = 1.5 \times 13.5 = 20.25 \text{ KN}$$

**II.4.2. Loi de dégression des charges**

Pour le calcul de dégression de descente de charges on utilise la règle de dégression donnée par le document technique règlementaire (DTR B.C 2.2).

La dégression de charges s’applique aux bâtiments à grand nombres de niveaux, ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérés comme indépendants, bâtiments à usage multiples.

La loi de dégression des charges est :  $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_1^n Q_i \rightarrow \text{pour } n \geq 5$

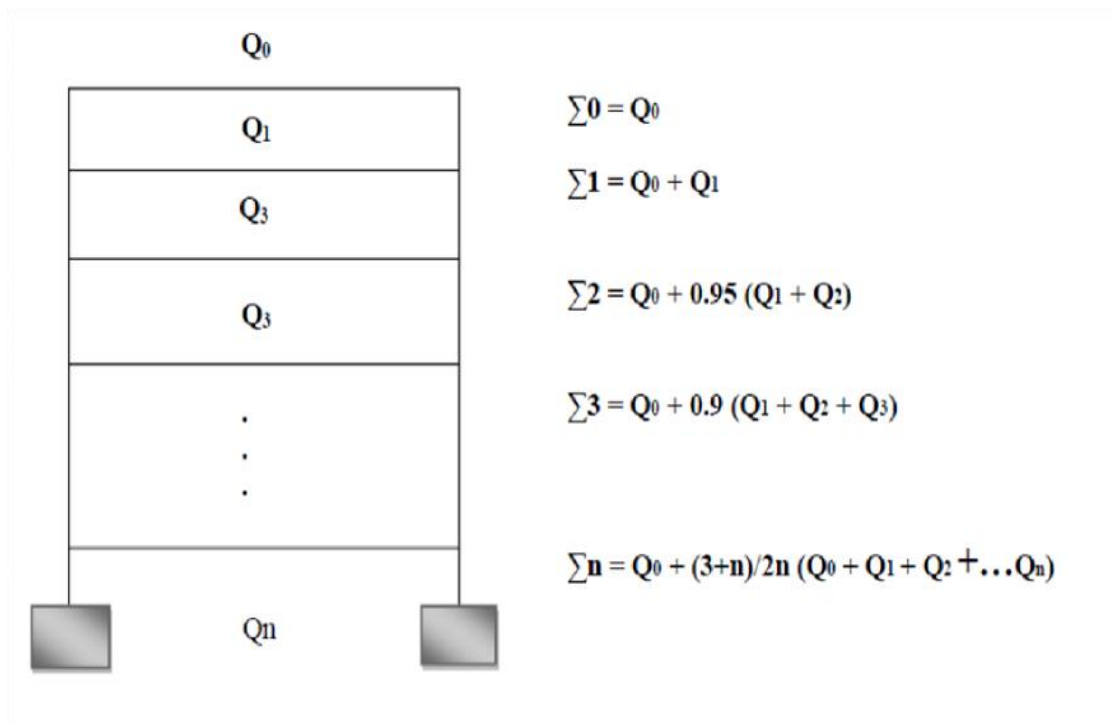


Figure. II .11 : Schéma de dégression de charges

Avec : n=10

$$Q_0 = Q_{pt} = 13.5 \text{ KN}$$

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 = \dots = Q_9 = Q_{pe} = 20.25 \text{ KN}$$

**II.4.2.1. Le coefficient de dégression des surcharges**

Tableau. II.7 : Les coefficients de dégression des surcharges

<b>Niveau</b>	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
<b>Coefficient</b>	1	1	0.95	0.9	0.85	0.8	0.75	0.714	0.687	0.666

**II.4.2.2. Les surcharges cumulées**

$$Q_0 = 13.5 \text{ KN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 13.5 + 20.25 = 33.75 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2) = 13.5 + 0.95(20.25 \times 2) = 41.98 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 13.5 + 0.90(20.25 \times 3) = 68.18 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 13.5 + 0.85(20.25 \times 4) = 82.35 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 13.5 + 0.80(20.25 \times 5) = 94.5 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 13.5 + 0.75(20.25 \times 6) = 104.63 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.714(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 13.5 + 0.714(20.25 \times 7) = 114.71 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.687(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 13.5 + 0.687(20.25 \times 8) = 123.34 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.666(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 13.5 + 0.666(20.25 \times 9) = 134.88 \text{ KN}$$

Tableau. II.8 : Tableau récapitulatif de la descente de charge

Niv	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitations (KN)		Efforts normaux (KN) N = G <sub>c</sub> + Q <sub>c</sub>	Section des poteaux (cm <sup>2</sup> )	
	G Plancher	G Poteau	G Poutre	G Total	G <sub>c</sub> Cumulé	Q Plancher	Q <sub>c</sub> Cumulé		S Calculé	S Adoptée
9	78,71	4,78	20,1	117,94	117,94	13,5	13,5	131,44	87,63	35X35
8	70,74	4,78	20,1	109,97	227,91	20,25	33,75	261,66	174,44	35X35
7	70,74	4,78	20,1	109,97	337,88	20,25	41,98	379,86	253,24	35X35
6	70,74	4,78	20,1	109,97	447,85	20,25	68,18	516,03	344,02	40X40
5	70,74	4,78	20,1	109,97	557,82	20,25	82,35	640,17	426,78	40X40
4	70,74	4,78	20,1	109,97	667,79	20,25	94,5	762,29	508,19	40X40
3	70,74	4,78	20,1	109,97	777,76	20,25	104,63	882,39	588,26	45X45
2	70,74	4,78	20,1	109,97	887,73	20,25	114,71	1002,44	668,29	45X45
1	70,74	4,78	20,1	109,97	997,7	20,25	123,34	1121,04	747,36	50X50
RDC	70,74	6,36	20,1	116,28	1113,98	20,25	134,88	1248,86	832,57	50X50

On calcul S(trouvée) a partir de cette loi :  $\bar{\sigma}_{bc} = \frac{N}{S} \rightarrow S = \frac{N}{\bar{\sigma}_{bc}}$

Avec :  $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} = 15 \times 10^{-1} = 1,5 \text{ KN/cm}^2$

**II.4.3. Vérification relative aux exigences du RPA (art7.4.1du RPA99)**

➤ **Vérification des conditions du RPA 99/Art.7.4.1 :**

Selon le (RPA 99 /version 2003, A.7.4.1) la dimension des sections transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $Min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$       En zone I et IIa
- $Min(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$       En zone IIb et III
- $Min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$       Avec  $h_e$  : hauteur libre des étages
- $\frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4$

**Du RDC et 1<sup>er</sup> niveau :**

$Min(b, h) = 50 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$  .....Condition vérifiée.

$Min(b, h) = 50 \text{ cm} > \frac{407}{20} = 20,35 \text{ cm}$  .....Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$  Donc  $\frac{1}{4} < 1 < 4$  .....Condition vérifiée.

**Du 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> niveau :**

$Min(b, h) = 45 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$  .....Condition vérifiée.

$Min(b, h) = 45 \text{ cm} > \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$  .....Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$  Donc  $\frac{1}{4} < 1 < 4$  .....Condition vérifiée.

**Du 4<sup>ème</sup> au 6<sup>ème</sup> niveau :**

$Min(b, h) = 40 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$  .....Condition vérifiée.

$Min(b, h) = 40 \text{ cm} > \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$  .....Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$  Donc  $\frac{1}{4} < 1 < 4$  .....Condition vérifiée.

**Du 7<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> niveau :**

$Min(b, h) = 35 \text{ cm} > 25 \text{ cm}$  .....Condition vérifiée.

$Min(b, h) = 35 \text{ cm} > \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$  .....Condition vérifiée.

$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4$  Donc  $\frac{1}{4} < 1 < 4$  .....Condition vérifiée.

**Vérification au flambement**

Lorsqu'une pièce élancée (poteaux) est soumise à un effort de compression, il se produit un phénomène d'instabilité transversale, c'est le flambement.

Il faut vérifier l'élancement  $\lambda$  des poteaux :

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

$\lambda$  : Elancement du poteau.

$L_f$  : longueur de flambement du poteau ( $L_f = 0,7 l_0$ )

$i$  : Rayon de giration :  $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$

$S$  : section transversale du poteau ( $b \times h$ )

$l_0$  : longueur libre du poteau.

$I$  : Moment d'inertie du poteau  $I = \frac{bh^3}{12}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3}{12S}}}$$

Tableau. II.9 : Tableau vérification du flambement des poteaux.

Niveaux	b (cm)	h (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	S (cm <sup>2</sup> )	i (cm)	l <sub>0</sub> (cm)	L <sub>f</sub> (cm)	λ	Condition
9	35	35	125052,08	1225	10,10	306	214,2	21,20	Condition vérifié
8	35	35	125052,08	1225	10,10	306	214,2	21,20	Condition vérifié
7	35	35	125052,08	1225	10,10	306	214,2	21,20	Condition vérifié
6	40	40	213333,33	1600	11,55	306	214,2	18,55	Condition vérifié
5	40	40	213333,33	1600	11,55	306	214,2	18,55	Condition vérifié
4	40	40	213333,33	1600	11,55	306	214,2	18,55	Condition vérifié
3	45	45	341718,75	2025	12,99	306	214,2	16,49	Condition vérifié
2	45	45	341718,75	2025	12,99	306	214,2	16,49	Condition vérifié
1	50	50	520833,33	2500	14,43	306	214,2	14,84	Condition vérifié
RDC	50	50	520833,33	2500	14,43	407	284,9	19,74	Condition vérifié

**Conclusion**

- Poutres principales : 30 × 40
- Poutres secondaires : 30 × 35
- Epaisseur des voiles : 20 cm
- Epaisseur planché en corps creux : 16 + 4 = 20 cm
- Epaisseur de la dalle pleine : 15
- Sections adoptées pour les poteaux
  - RDC et 1<sup>ème</sup> niveau : 50 × 50
  - 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> niveau : 45 × 45
  - 4<sup>ème</sup> au 6<sup>ème</sup> niveau : 40 × 40
  - 7<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> niveau : 35 × 35

A ce niveau les éléments structuraux de notre ouvrage sont pré-dimensionnés, mais pas définitivement, puisqu'ils peuvent changés après l'étude dynamique de la structure.

*Calcul des éléments non structuraux*  
*Chapitre III*

## Introduction

Dans ce chapitre on va procéder au calcul des éléments secondaires que comporte la construction.

Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges, l'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications des éléments suivants :

- L'acrotère
- Les escaliers et la poutre palière
- La salle machine
- Les planchers

## III. Calcul des éléments

### III.1. L'acrotère

L'acrotère est assimilé à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, il est soumis à un effort « G » dû à son poids propre et à un effort latéral « Q » dû à la main courante provoquant un moment de renversement « M » dans la section d'encastrement.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont préjudiciables et le calcul se fera à L'ELU et à L'ELS pour une bande de 1m de largeur

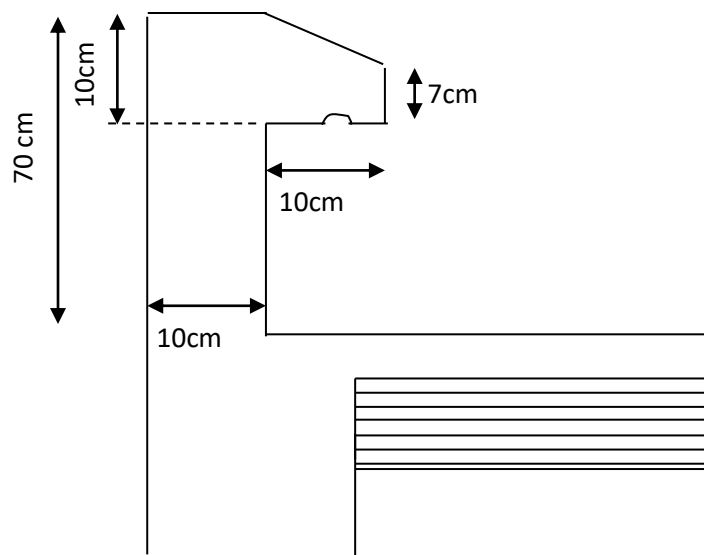


Figure III.1.1 : Coupe verticale de l'acrotère

**III.1.1. Sollicitations et combinaisons des charges**

**a. Calcul des sollicitations**

**✚ Effort normal dû au poids propre  $G$  (KN/ml)**

$$G = \rho_s \times s$$

Avec :  $\rho = 25\text{KN/m}^3$

$$s = (0,7 \times 0,1) + \left(\frac{1}{2} \times 0,03 \times 0,1\right) + (0,07 \times 0,1) = 0,0785\text{m}^2$$

Donc :  $G = 25 \times 0,0785 = 1,9625 \text{ KN/ml}$

**✚ Charges d'exploitations  $Q$  (KN/ml)**

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

**✚ Moment de renversement  $M$ (KN.M)**

$$M = Q \times h \times 1\text{ml}$$

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

$$h = 0,7\text{m}$$

Donc :  $M = 1 \times 0,7 \times 1 = 0,7 \text{ KN.M}$

$$M_G = 0$$

**✚ Effort tranchant  $T$ (KN)**

$$T = Q \times 1\text{ml}$$

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

Donc :  $T = 1 \times 1\text{ml} = 1\text{KN}$

**Effort normal dû au poids propre  $N$ (KN)**

$$N = G \times 1\text{ml}$$

Avec :  $G = 1,9625 \text{ KN/ml}$

Donc :  $N = 1,9625 \times 1\text{ml} = 1,9625 \text{ KN}$

$$N_Q = 0$$

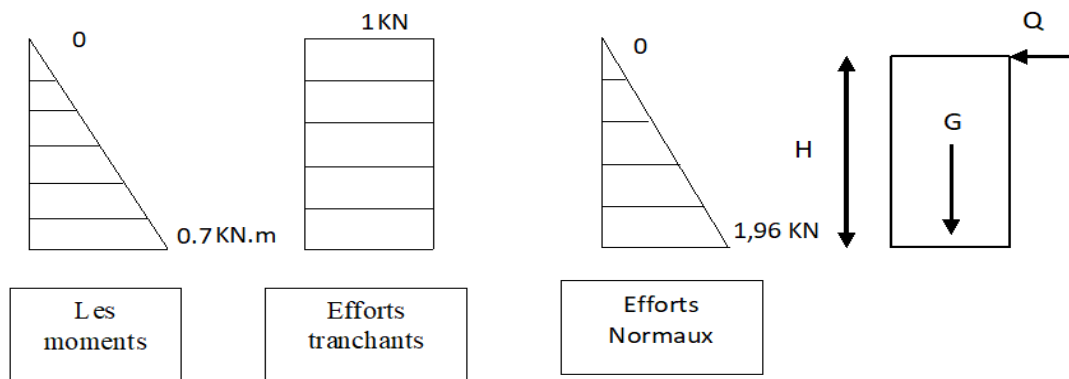


Figure III.1.2: Diagramme des efforts internes de l'acrotère

**b. Calcul des combinaisons de charges**

Tableau III.1.1 : Les combinaisons de charges

Les combinaisons de charges			
<b>ELU</b> 1,35G + 1,5Q	$N_u$	$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q$	$N_G = 1,9625\text{KN}$ $N_Q = 0$ $N_u = 1,35 \times 1,9625 = 2,649\text{ KN}$
	$M_u$	$M_u = 1,35M_G + 1,5M_Q$	$M_G = 0$ $M_Q = 0,7\text{KN.m}$ $M_u = 1,5 \times 0,7 = 1,05\text{ KN.m}$
<b>ELS</b> G + Q	$N_s$	$N_s = N_G + N_Q$	$N_s = N_G = 1,9625\text{ KN}$
	$M_s$	$M_s = M_G + M_Q$	$M_s = M_Q = 0,7\text{KN.m}$

**III.1.2. Ferrailage**

Le ferrailage revient à calculer une section rectangulaire soumise à la flexion composée.

On utilise l’organigramme de calcul pour déterminer les armatures fictives  $A_f$  et les armatures réelles  $A_r$

Le calcul se fera à l’ELU puis vérifié à l’ELS pour une bande de 1m de largeur.

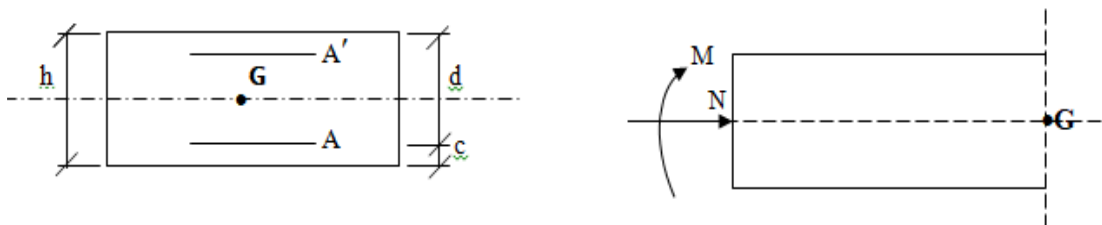


Figure III.1.3: Dimension de la section à ferrailer d’acrotère

Avec :

$h$  : épaisseur de la section ( $h = 10\text{cm}$ )

$b$  : largeur de la section ( $b = 100\text{cm}$ )

$c$  et  $c'$ : enrobage ( $c = c' = 2\text{cm}$ )

$d$  : hauteur utile ( $d = h - c$ )

$M_f$ : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues.

III.1.2.1. Calcul des armatures à l'ELU

a. Calcul de l'excentricité

Tableau III.1.2 : Calcul d'excentricité d'acrotère

L'excentricité eu(m)	$e_u = \frac{M_u}{N_u}$	$M_u = 1,05 \text{ KN.m}$ $N_u = 2,649 \text{ KN}$ $e_u = \frac{1,05}{2,649} = 0,396 \text{ m}$
Distance entre CDG de la section et CDG des armatures tendues g(m)	$g = \frac{h}{2} - c'$	$h = 0,10 \text{ m}$ $c' = 0,02 \text{ cm}$ $g = \frac{0,10}{2} - 0,02 = 0,05 - 0,02 = 0,03 \text{ m}$
Vérification	$e_u > g$	$0,396 > 0,03 \rightarrow$ Vérifiées

$e_u > g$ . Donc le centre de pression (point d'application de l'effort normal) se trouve à l'extérieure de la section, donc elle est partiellement comprimée (SPC) alors cette section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif puis on se ramène à la flexion composée.

b. Calcul en flexion simple

Tableau III.1.3 : Calcul en flexion simple

Flexion simple		
Moment fictif $M_f$ (KN.m)	$M_f = N_u(e_u + \frac{h}{2} - c')$	$N_u = 2,649 \text{ KN}$ $e_u = 0,396 \text{ m}$ $h = 0,10 \text{ m}$ $c' = 0,02 \text{ cm}$ $M_f = 2,649 \left( 0,396 + \frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 2,649 \times 0,426 = 1,128 \text{ KN.m}$
Moment réduit $\mu$	$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}}$	$M_f = 1,128 \text{ KN.m}$ , $b = 1 \text{ m}$ , $d = 0,08 \text{ m}$ $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} = 14,2 \times 10^3 \text{ KN/m}^2$ $\mu = \frac{1,128}{(1)(0,08)^2(14,2 \times 10^3)} = \frac{1,128}{90,88} = 0,012$
Vérification	$\mu < \mu_l$	Avec : $\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{1,05}{0,7} = 1,5 \rightarrow \mu_l = 0,392$ , $\mu = 0,012$ $0,012 < 0,320 \rightarrow$ la section est simplement armée.
Armatures fictives $A_f$ (cm <sup>2</sup> )	$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_{st}}$	$M_f = 1,128 \text{ KN.m}$ , $\beta = 0,994$ , <i>a partir des abaques</i> , $d = 0,08 \text{ m}$ $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$ $A_f = \frac{1,128}{(0,994)(0,08)(348 \times 10^3)} = \frac{1,128}{27672,96} = 4,07 \times 10^{-5} \text{ m}^2 = 0,407 \text{ cm}^2$

**Remarque :** La section est simplement armée, les armatures comprimées ne sont pas nécessaires, on a uniquement des armatures tendues.

c. Calcul en flexion composée

d. Tableau III.1.4 : Calcul en flexion composée des armatures réelles

Flexion composée		
Armatures réelles $A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$	$A_f = 0,407\text{cm}^2$ , $N_u = 2,649\text{ KN}$ $\sigma_{st} = 348 \times 10^{-1}\text{ KN/cm}^2$ $A_u = 0,407 - \frac{2,649}{348 \times 10^{-1}} = 0,407 - 0,076 = 0,331\text{cm}^2$

III.1.3. Vérification à l'ELU

a. Vérification de la condition non fragilité du béton (Art A-4.2.1, BAEL 91/99)

Tableau III.1.5 : Vérification de la condition non fragilité du béton

Non fragilité du béton		
Armatures réelles $A_u$ (cm <sup>2</sup> )	$A_u = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}}$	$A_u = 0,331\text{cm}^2$
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd$	$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1\text{ MPa}$ $f_e = 400\text{MPa}$ , $b = 100\text{cm}$ , $d = 8\text{cm}$ $A_{min} = 0,23 \frac{2,1}{400} (100)(8) = 0,966\text{cm}^2$
Vérification	$A_u > A_{min}$	$A_u = 0,331\text{cm}^2$ , $A_{min} = 0,966\text{cm}^2$ $0,331 < 0,966 \rightarrow$ Non vérifiée

On remarque que  $A_u < A_{min}$  , condition non vérifiée

Donc  $A_s = A_{min} = 0,966\text{cm}^2$

La section d'acier adoptée : 4HA8 = 2,01cm<sup>2</sup>/ml avec un espacement de 25 cm

✚ Armatures de répartitions  $A_r$  :

$$A_r = \frac{A_{adoptée}}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,503\text{cm}^2$$

Soit  $A_r = 4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2/\text{ml}$  , avec un espacement  $S_t = 25\text{ cm}$ ,

Lorsque la fissuration est préjudiciable, l'écartement maximal des armatures d'une nappe est donné par l'article (BAEL 91 révisé 99-Art. 4-5-3. 3).

-  $S_t \leq \min(2h ; 25\text{ cm}) = 25\text{ cm}$ .

$S_t = 25\text{ cm} \leq 25\text{ cm}$  ..... condition est vérifiée

h = l'épaisseur totale de l'élément .

**b. Vérification au cisaillement (Art A-5.1.1, BAEL 91 modifié 99)**

Tableau III.1.6 : Vérification au cisaillement

Vérification au cisaillement		
<b>Contrainte de cisaillement</b> $\tau_u(\text{MPa})$	$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$	$V_u = 1,5Q = 1,5 \times 1 = 1,5\text{KN} = 1,5 \times 10^3\text{N}$ $b = 100\text{cm} = 1000\text{mm}, d = 8\text{cm} = 80\text{mm}$ $V_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0,019\text{MPa}$
<b>Contrainte de cisaillement admissible</b> $\tau_{adm}(\text{MPa})$	Comme la fissuration est préjudiciable le BAEL impose : $\tau_{adm} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right)$	$f_{c28} = 25\text{MPa}, \gamma_b = 1,5, \text{situation durable}$ $\tau_{adm} = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}, 4\text{MPa}\right) = \min(2,5; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$
<b>Vérification</b>	$\tau_u \leq \tau_{adm}$	$0,019 < 2,5 \rightarrow \text{Vérifiée}$

**c. Vérification de l'adhérence (Art A.6.1, 3, BAEL 91 modifié 99)**

Tableau III.1.7 : Vérification de l'adhérence

Vérification de l'adhérence		
<b>Contrainte tangentielle</b> $\tau_s(\text{MPa})$	$\tau_s = \frac{V_u}{0,9d\varepsilon_u} = \frac{V_u}{0,9d(4\pi\phi)}$	$V_u = 1,5 \times 10^3\text{N}, d = 8\text{cm} = 80\text{mm}, \pi = 3,14, \phi = 8\text{mm}$ $\tau_s = \frac{1,5 \times 10^3}{(0,9)(80)(4)(3,14)(8)} = \frac{1500}{7234,56} = 0,207\text{MPa}$
<b>Contrainte tangentielle limite</b> $\tau_{adm}(\text{MPa})$	$\tau_{adm} = 0,6\psi^2 f_{t28}$	$f_{t28} = 2,1\text{MPa}, \psi = 1,5 \text{ pour HA}$ $\tau_{adm} = 0,6(1,5)^2(2,1) = 2,835\text{MPa}$
<b>Vérification de l'adhérence</b>	$\tau_s \leq \tau_{adm}$	$0,207 < 2,835 \rightarrow \text{Vérifiée}$

**d. Ancrage des barres (Art A.6.1, 23, BAEL 91 modifié 99)**

Tableau III.1.8 : Ancrage des barres

Ancrage des barres		
<b>Ancrage des barres</b> $L_s(\text{cm})$	$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_s}$	$\phi = 8\text{mm} = 0,8\text{cm}, f_e = 400\text{MPa}, \tau_s = 2,835\text{MPa}$ $L_s = \frac{0,8(400)}{4(2,835)} = \frac{320}{11,34} = 28,219\text{cm} \rightarrow \text{soit } L_s = 30\text{cm}$

**III.1.4. Vérification à l'ELS**

**a. Vérification à l'état d'ouverture des fissures (Art A-4.5, 33, BAEL 91/99)**

Tableau III.1.9 : Vérification à l'état d'ouverture des fissures

Vérification à l'état d'ouverture des fissures		
<b>Fissuration préjudiciable</b> $\bar{\sigma}_s$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} f_e (\max \{ 240, 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \}) \right]$	$f_e = 400 \text{ MPa}, f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}, \eta = 1,6 \text{ pour HA}$ $\bar{\sigma}_s = \min \left[ \frac{2}{3} (400) (\max \{ 240, 110 \sqrt{(1,6)(2,1)} \}) \right]$ $\bar{\sigma}_s = 201,633 \text{ MPa}$
<b>Contrainte d'acier calculée</b>	$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_s}$ Avec : $\rho = \frac{100 A_s}{bd}$	$\rho = \frac{100(2,01)}{100 \times 8} = 0,251$ , d'après l'abaque : $\beta = 0,920$ $\sigma_s = \frac{0,7 \times 10^6}{0,920 \times 80 \times 2,01 \times 10^2} = 40,558 \text{ MPa}$
<b>Vérification</b>	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$	$40,558 < 201,63 \rightarrow \text{vérifiée}$

**b. Vérification de la contrainte dans le béton**

Tableau III.1.10 : Vérification de la contrainte dans le béton

Vérification de la contrainte dans le béton		
<b>Contrainte de béton calculé</b> $\sigma_b$ (MPa)	$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k}$	$\rho = \frac{100(2,01)}{100 \times 8} = 0,251$ , d'après l'abaque : $K = 47,50$ $\sigma_b = \frac{40,558}{47,50} = 0,854 \text{ MPa}$
<b>Contrainte limite de béton</b>	$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{t28}$	$\sigma_b = 0,6 \times 2,1 = 1,26 \text{ MPa}$
<b>Vérification</b>	$\frac{\sigma_s}{k} \leq 0,6 f_{t28}$	$0,854 < 1,26 \rightarrow \text{vérifiée}$

**C . Vérification au séisme (Art 6.2.3 RPA99/version 2003):**

Selon (RPA99/Vers 2003), la force horizontale agissant sur l'acrotère est calculée suivant la formule

$$F_p = 4.A. C_p .W_p \quad \text{Avec :}$$

A : Coefficient de l'accélération de la zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA en fonction de la zone et du groupe d'usage.

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone II}_a \\ \text{Groupe d'usage 2} \end{array} \right\} \xrightarrow{\text{Tab 4.1}} A = 0,15$$

C<sub>p</sub> : Facteur de forces horizontales pour les éléments secondaires variant entre 0,3 et 0,8

$$C_p = 0,8 \quad \text{pour les élément en console} \quad \text{Tableau 6.1 RPA 99 version 2003 Art 6.2.3}$$

W<sub>p</sub> = Poids de l'élément considéré

$$W_p = 25 * ( 0.7 * 0.1 + 0.1 * 0.07 + 0.03 * 0.1 / 2 ) = 1,96 \text{ KN/ml}$$

$$D'où : F_p = 4 * 0,15 * 0,8 * 1,96 = 0,94 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0,94 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml}$$

Notre acrotère est calculé sous un effort horizontal statique supérieur à l'effort sismique F<sub>p</sub>, donc le ferrailage adopté est vérifié vis a vis des charges sismiques.

**D . Vérification de la section au flambement :**

-Calcul de l'élancement :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \sqrt{A}}{\sqrt{I}}$$

Avec :

λ : Élancement de l'élément

L<sub>f</sub> : Longueur de flambement

i : Rayon de giration

I : Moment d'inertie de la section

A : Surface de la section de l'élément

$$A = 0,1 * 1 = 0,1 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{b.h^2}{12} = \frac{1.(0,1)^2}{12} = 8,33.10^{-5} \text{ m}^4$$

$$L_f = 2.l_0 = 2.H = 2 * 0,7 = 1,4 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{1,4 \sqrt{0,1}}{\sqrt{8,33.10^{-5}}} = 48,507$$

$$\lambda \leq \max \left[ 50; \min \left( \frac{67.e_u}{h}, 100 \right) \right] = \max [50; \min(27,068; 100)]$$

$$\lambda = 48,507 < 50 \dots \dots \dots \text{ok}$$

Donc il n'est pas nécessaire de faire le calcul au flambement.

**Conclusion :**

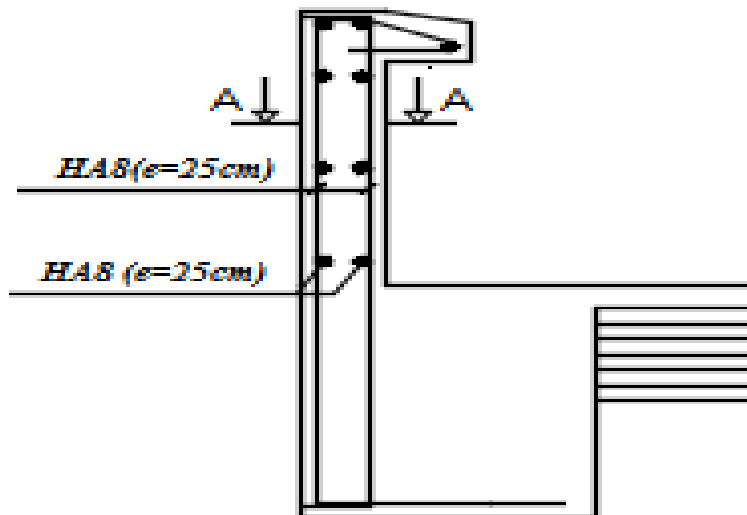
Suite a toutes les vérifications précédentes, on adoptera le ferrailage suivant :

-02 nappes d'armatures

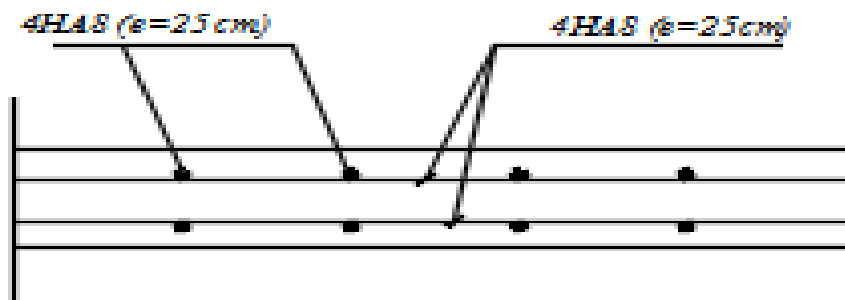
-4HA8/ml = 2,01cm<sup>2</sup> comme armatures principales pour chaque nappe.

-4HA8/ml = 2,01cm<sup>2</sup> comme armatures de répartition pour chaque nappe.

Avec un espacement  $St = 25cm$ .



Ferrailage de l'acrotère



Coupe A-A

Fig. III.1.4 : Plan de Ferrailage de l'acrotère.

### III.2. Les escaliers

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers) permettant, dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre, il est aussi considéré comme étant un ouvrage de circulation verticale.

Dans notre projet on a des escaliers à deux volées contrariées avec un palier de repos.

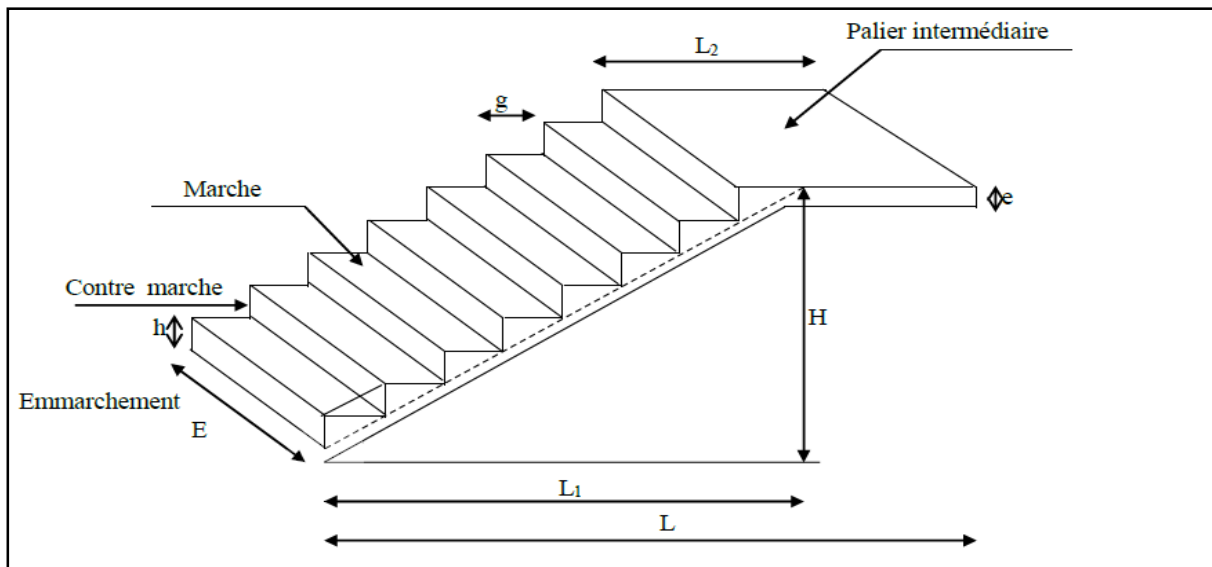


Figure III.2.1 : coupe verticale de l'escalier.

- ❖ **La marche** : est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc. e
- ❖ **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches.
- ❖ **Nez de marche** : est l'intersection de la marche et la contre marche, est parfois saillie sur la contre marche.
- ❖ **La hauteur de la marche « h »** : est la différence de niveau entre deux marches successives.
- ❖ **Le giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches, il y a une valeur constante, de 28 cm au minimum.
- ❖ Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de BLONDEL qui est :  $59\text{ cm} \leq 2h + g \leq 64\text{ cm}$
- ❖ **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.
- ❖ **Un palier** : est la plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- ✓ g : Largeur de la marche.
- ✓ h : Hauteur de la contre marche.
- ✓ e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- ✓ H : hauteur de la volée.
- ✓ l : portée de la paillasse.
- ✓ l<sub>2</sub> : largeur du palier.
- ✓ l<sub>1</sub> : longueur de la paillasse projetée.
- ✓ L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier.

III.2.1. Pré dimensionnement

Le dimensionnement des marches et des contres marches se fera par la formule de

« Blondel » :  $59 \leq g + 2h \leq 66$  [cm]

Avec : g : giron, largeur du la marche

h : hauteur du la contre marche

On prend en compte ce qui suit :

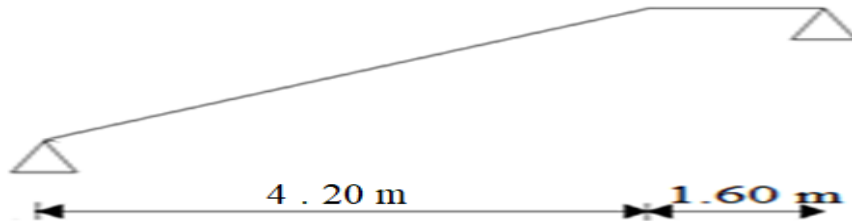


Figure III.2.2 : schéma statique d'un escalier.

Tableau III.2.1 : Pré dimensionnement des escaliers

		RDC	Etages courants
Nombre de contre marches n	Volée 1	15	9
	Volée 2	9	9
Hauteur du la contre marche h (cm)		14 ≤ h ≤ 20 On prend h = 17cm	
Nombre de marches m = n - 1	Volée 1	14	8
	Volée 2	8	8
Hauteur de la volée H (m)	Volée 1	2,54	1.53
	Volée 2	1.53	1.53
Largeur de la volée l (m)	Volée 1	1.30	1.30
	Volée 2	1.30	1.30
Longueur projetée de la paillasse L <sub>1</sub> (m)	Volée 1	4.20	2.40
	Volée 2	2.40	2.40
Longueur Des paliers L <sub>2</sub> (m)		2.80	2.80
Largeur des paliers l <sub>2</sub> (m)		1.60	1.40
Giron g (cm)		$\begin{cases} g = \frac{L_1}{m} \\ 25 \leq g \leq 32 \end{cases}$ pour le RDC $g = \frac{420}{14} = 30\text{cm}$ Soit g = 30cm, 25 ≤ 30 ≤ 32 → C. V	
La relation de Blondel : $59 \leq 30 + 2(17) \leq 66 \rightarrow 59 \leq 64 \leq 66$ [cm] → C. V			
L'épaisseur de la paillasse et le palier ep (cm)	$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$ L <sub>1</sub> : longueur linéaire de la paillasse et celle de palier, L = L <sub>1</sub> + L <sub>2</sub> Calcul de L : $Tg\alpha = \frac{H}{L_1} = \frac{17}{30} = 0,566 \quad \alpha = 29,53^\circ$ $L = \frac{420}{\cos \alpha} + 160 = 642.70\text{cm}$ $\frac{642.70}{30} = 21,42 \leq ep \leq \frac{642.70}{20} = 32.13$ Soit : ep = 22 cm		

**III.2.2. Détermination des sollicitations de calcul**

L’escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée , en tenant compte des types d’appuis sur lesquelles elle repose.

**III.2.2.1. Les charges permanentes et charges d’exploitations**

**a. Les charges permanentes**

✓ Charges permanentes :

➤ Paillasse :

- Poids propre de la paillasse :  $\frac{e_p \times \gamma_b}{\cos \alpha} = \frac{0,22 \times 25}{\cos 29,53} \dots\dots\dots = 6,32 \text{ KN/ml}$

- Poids de la marche:  $\frac{h \times \gamma_b}{2} = \frac{0,22 \times 25}{2} \dots\dots\dots = 2,75 \text{ KN/ml}$

- Poids des revêtements :

- Carrelage :  $e \times \gamma_b \times 1m = 0,02 \times 25 \times 1m \dots\dots\dots = 0,50 \text{ KN/ml}$
- Mortier :  $e \times \gamma_b \times 1m = 0,02 \times 25 \times 1m \dots\dots\dots = 0,50 \text{ KN/ml}$
- Enduit de ciment :  $e \times \gamma_b \times 1m = 0,02 \times 25 \times 1m \dots\dots\dots = 0,50 \text{ KN/ml}$
- Poids du garde du corps :  $0,2 \times 1m \dots\dots\dots = 0,20 \text{ KN/ml}$
- Couche de sable :  $e \times \gamma_b \times 1m = 0,02 \times 18 \times 1m \dots\dots\dots = 0,36 \text{ KN/ml}$

**G = 11,13 KN/ml**

➤ Palier :

- Poids propre du palier :  $e_p \times \gamma_b \times 1m = 25 \times 0,22 \times 1 \dots\dots\dots = 5,5 \text{ KN/ml}$

- Poids des revêtements :

- Carrelage :  $0,02 \times 25 \times 1m \dots\dots\dots = 0,50 \text{ KN/ml}$
- Mortier :  $0,02 \times 25 \times 1m \dots\dots\dots = 0,50 \text{ KN/ml}$
- Enduit de ciment :  $0,02 \times 25 \times 1m \dots\dots\dots = 0,50 \text{ KN/ml}$
- Couche de sable :  $0,02 \times 18 \dots\dots\dots = 0,36 \text{ KN/ml}$

**G = 7,36 KN/ml.**

**b. Charges d’exploitation**

Selon le (DTR C 2-2) pour une construction à usage d’habitation et service, la charge d’exploitation est définie telle que  $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

**III.2.2.2. Combinaisons de charges**

Tableau III.2.2 : Combinaison de charges

	ELU	ELS
	$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$	$q_s = G + Q$
Paillasse	$q_u = 1.35(11,13) + 1.5(2.5)$ $= 18,77 \text{ KN/m}$	$q_s = 11,13 + 2.5 = 13,63 \text{ KN/m}$
Palier	$q_u = 1.35(7,36) + 1.5(2.5)$ $= 13,68 \text{ KN/m}$	$q_s = 7,36 + 2.5 = 9,86 \text{ KN/m}$

III.2.3. Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELU

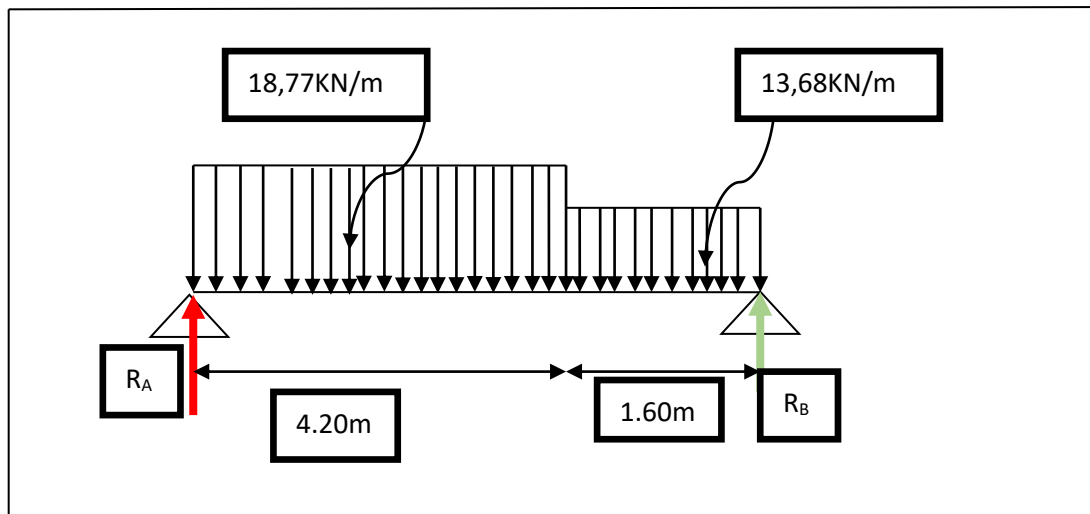


Figure III.2.3 : Schéma statique de calcul des escaliers à l'ELU

a. Réactions d'appuis

Tableau III.2.3 : Les réactions d'appuis

Les réactions d'appuis	
$\sum F/y = 0$	$R_A - (4.20)(18,77) - (1.60)(13,68) + R_B = 0$ $R_A + R_B = (4.20)(18,77) + (1.60)(13,68)$ $R_A + R_B = 100.72 \text{ KN/m}$
$\sum M/A = 0$	$-(18,77)(4.20) \left(\frac{4.20}{2}\right) - (13,68)(1.60) \left(4.20 + \frac{1.60}{2}\right) + R_B(4.20 + 1.60) = 0$ $5.80R_B = 165.55 + 109.44$ $5.80 R_B = 274.99$
$R_B = \frac{274.99}{5.80}$ $R_B = 47.51 \text{ KN}$ $R_A = 100.72 - R_B = 100.72 - 47.51$ $R_A = 53.30 \text{ KN}$	

**b. Calcul des efforts et moments fléchissants**

Tableau III.2.4 : Les efforts tranchants et les moments fléchissants

Les efforts tranchants et les moments fléchissant		
<p>1<sup>er</sup> tronçon <math>0 &lt; x &lt; 4.20m</math></p>		
<p>L'effort tranchant <math>T(y)</math> (KN)</p>	$T(x) = R_A - 18.77x$ $T(x) = 53.30 - 18.77x$	
	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 50%; text-align: center;"><math>x = 0m \rightarrow T(x) = 53.30KN</math></td> <td style="width: 50%; text-align: center;"><math>x = 4.20m \rightarrow T(x) = -25.53 KN</math></td> </tr> </table>	$x = 0m \rightarrow T(x) = 53.30KN$
$x = 0m \rightarrow T(x) = 53.30KN$	$x = 4.20m \rightarrow T(x) = -25.53 KN$	
<p>Moment fléchissant <math>M(x)</math> (KN.m)</p>	$M(x) = R_A x - 18.77 \frac{x^2}{2}$ $M(x) = 53,30x - 9.38x^2$	
	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 50%; text-align: center;"><math>x = 0m \rightarrow M(x) = 0KN. m</math></td> <td style="width: 50%; text-align: center;"><math>x = 4.20m \rightarrow M(x) = 58.39 KN. m</math></td> </tr> </table>	$x = 0m \rightarrow M(x) = 0KN. m$
$x = 0m \rightarrow M(x) = 0KN. m$	$x = 4.20m \rightarrow M(x) = 58.39 KN. m$	
<p>2<sup>eme</sup> tronçon <math>0 &lt; x &lt; 1.60m</math></p>		
<p>L'effort tranchant <math>T(y)</math> (KN)</p>	$T(x) = -R_B + 13.68x$ $T(x) = -47.51 + 13.68x$	
	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 50%; text-align: center;"><math>x = 0m \rightarrow T(x) = -47.51 KN</math></td> <td style="width: 50%; text-align: center;"><math>x = 1.6m \rightarrow T(x) = -25.23 KN</math></td> </tr> </table>	$x = 0m \rightarrow T(x) = -47.51 KN$
$x = 0m \rightarrow T(x) = -47.51 KN$	$x = 1.6m \rightarrow T(x) = -25.23 KN$	
<p>Moment fléchissant <math>M(x)</math> (KN.m)</p>	$M(x) = R_B x - 13.68 \frac{x^2}{2}$ $M(x) = 47.51x - 6.84x^2$	
	<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td style="width: 50%; text-align: center;"><math>x = 0m \rightarrow M(x) = 0KN. m</math></td> <td style="width: 50%; text-align: center;"><math>x = 1.6m \rightarrow M(x) = 58.39KN. M</math></td> </tr> </table>	$x = 0m \rightarrow M(x) = 0KN. m$
$x = 0m \rightarrow M(x) = 0KN. m$	$x = 1.6m \rightarrow M(x) = 58.39KN. M$	

**c. Calcul du moment maximal  $M(x)_{\max}$**

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule.

$$T(y) = 0$$

$$53,30 - 18,77x = 0 \rightarrow x = \frac{53,30}{18,77} = 2,84 \text{ m}$$

Pour  $x=2,84 \text{ m}$ ,  $M(x)=M(x)_{\max}$

En remplaçant la valeur de  $x$  dans l'équation  $M(x)$

$$M(x) = 53,3(2,84) - 9,38(2,84)^2 = 115,67 - 57,68 = 75,72 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max} = M(2,74) = 75,72 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction pour le moment  $M_{\text{umax}}$  au niveau des appuis et en travées.

Aux appuis :  $M_u^a = -0,3M^{\max} = -0,3(75,72) = -22,72 \text{ KN.m}$

En travée :  $M_u^t = 0,85M^{\max} = 0,85(75,72) = 64,36 \text{ KN.m}$

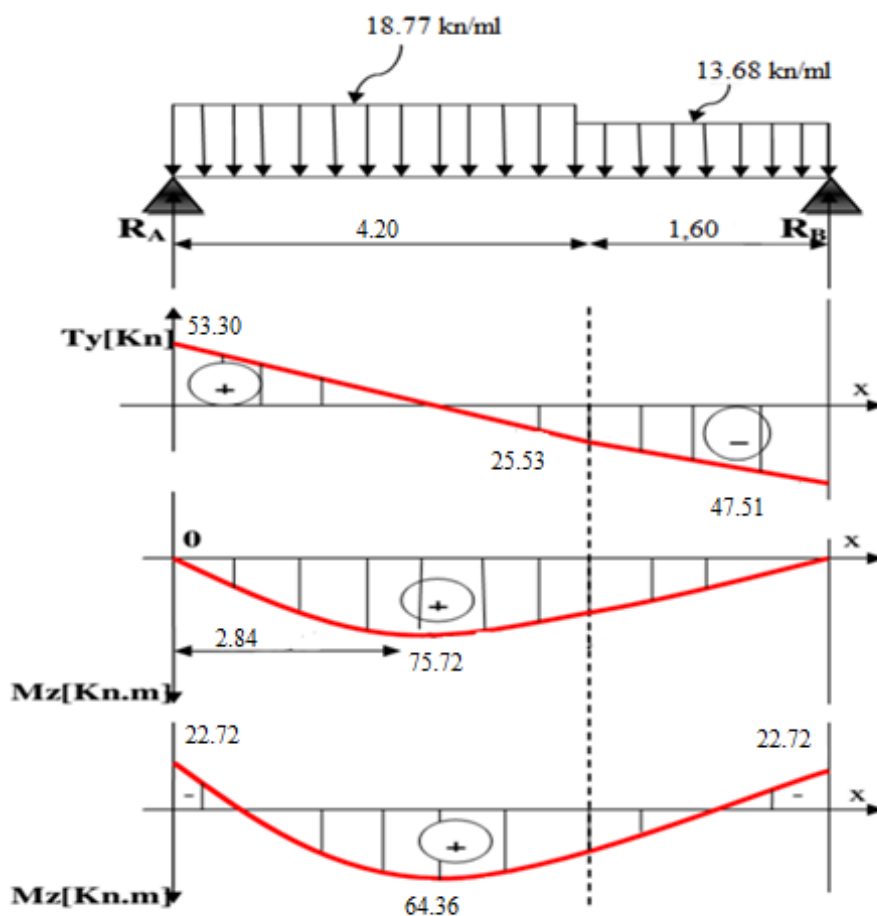


Figure III.2.4: Diagramme efforts internes à l'ELU.

III.2.4. Calcul du ferrailage à l'ELU

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m en flexion simple, pour cela on utilise les résultats des efforts tranchants et les moments fléchissants calculés avant.

Tableau III.2.5 Récapitulatif des dimensions de l'escalier

h	La hauteur	22cm	
b	La largeur	100cm	
c=c'	L'enrobage	2cm	
d	d=h-c	20cm	

Moment réduit  $\mu$  :  $\mu = \frac{M}{bd^2f_{bu}}$  , avec  $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 14.2\text{MPa}$  et  $\mu_1 = 0.392$

Armature fictive  $A_f$  :  $A_f = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}$  avec  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$  et  $\beta$  (dans l'abaque)

Armature de répartition  $A_r$  :  $A_r = \frac{A}{4}$

Tableau III.2.6 : Calcul de ferrailage à l'ELU

	Aux appuis	En travée
Les moments (KN.m)	22.72	64.36
Moment réduit $\mu$	$\mu = \frac{22.72 \times 10^6}{1000 \times (20 \times 10)^2 \times 14.2}$ $\mu = 0.04$	$\mu = \frac{64.36 \times 10^6}{1000 \times (20 \times 10)^2 \times 14.2}$ $\mu = 0.114$
Vérification $\mu < \mu_1$	$0.04 < 0.392 \rightarrow C.V$	$0.114 < 0.392 \rightarrow C.V$
Valeur $\beta$	0.980	0.939
La section est simplement armée		
Armatures fictives (cm <sup>2</sup> )	$A_f = \frac{22.72 \times 10^3}{0.980 \times 20 \times 348}$ $A_f = 3.33$	$A_f = \frac{64.36 \times 10^3}{0.939 \times 20 \times 348}$ $A_f = 9.85$
A adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)	7HA12 → 7,92 cm <sup>2</sup>	7HA14 → 10.87 cm <sup>2</sup>
Espacement st (cm)	15	15
Armatures de répartitions $A_r$ (cm <sup>2</sup> )	1.92	1.92
Armatures adoptées (cm <sup>2</sup> /ml)	5HA10 → 3.92 cm <sup>2</sup>	
Espacement st (cm)	20	

III.2.5. Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99)

On doit vérifier  $A \geq A_{min}$

Tableau III.2.7 : Vérification a non fragilité

Condition de non fragilité		
A (cm <sup>2</sup> )	En travée	10,78
	Aux appuis	7,92
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	$A_{min} = \frac{0.23f_{t28}}{f_e}bd, f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}, f_e = 400 \text{ MPa}, b = 100 \text{ cm}, d = 20 \text{ cm}$ $A_{min} = \frac{0.23 \times 2.1}{400} \times 100 \times 20$ $A_{min} = 2.41$	
Vérification	En travée	10,78 > 2,41 → C.V
	Aux appuis	7,92 > 2,41 → C.V

b. L'adhérence des barres (A.6.1.3/BAEL 91 modifier 99)

La contrainte d'adhérence  $\tau_s$  doit être inférieure à la valeur limite ultime  $\tau_{sadm}$

Tableau III.2.8 : Vérification de l'adhérence des barres

Vérification de l'adhérence des barres			
La contrainte d'adhérence $\tau_s$ (MPa)	$\tau_s = \frac{V_u}{0.9d \sum \mu}$ $\tau_s = \frac{V_u}{0.9d6\pi\phi}$ Avec : $V_u = 53.30 \text{ KN}$ $d = 20 \text{ cm}$	En travées	$\phi = 14 \text{ mm}$ $\tau_s = \frac{53.30 \times 10^3}{0.9 \times 20 \times 10 \times 7 \times 3.14 \times 14}$ $\tau_s = 0.96$
		Aux appuis	$\phi = 12 \text{ mm}$ $\tau_s = \frac{53.30 \times 10^3}{0.9 \times 20 \times 10 \times 7 \times 3.14 \times 12}$ $\tau_s = 1,12$
La contrainte admissible $\tau_{adm}$ (MPa)	$\tau_{adm} = \psi f_{t28}$ Avec : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ $\Psi = 1.5$	$\tau_{adm} = 1.5 \times 2.1$ $\tau_{adm} = 3.15 \text{ MPa}$	
Vérification	$\tau_s \leq \tau_{adm}$	En travée	0,96 < 3,15 → C.V
		Aux appuis	1,12 < 3,15 → C.V

**c. L'espacement des barres**

Tableau III.2.9 : Vérification de l'espacement des barres

Armatures principales	$S_{tmax} \leq \min \{3h, 33cm\}$	$S_{tmax} \leq \min\{3(15), 33cm\} = 33cm$	$15 < 33cm \rightarrow C.V$
Armatures de répartitions	$S_{tmax} \leq \min\{4h, 45cm\}$	$S_{tmax} \leq \min\{4(15), 45cm\} = 45cm$	$20 < 45cm \rightarrow C.V$

**d. Longueur du scellement droit (ancrage) (Art A-6.1.22.1/BAEL 91)**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction et de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

Tableau III.2.10 : Vérification de La longueur de scellement droit

Longueur de scellement droite		
$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$	$\phi = 14mm$ $f_e = 400MPa$ $\tau_{su} = 0.6\Psi^2 f_{t28} = 2.835MPa$	$L_s = \frac{14 \times 400}{4 \times 2.835} = 493.82mm \quad L_s = 49.38 \text{ cm}$ $L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 42,37mm \quad L_s = 42,37 \text{ cm}$
$L_c = 0.4L_s$	$L_s = 49.38cm$ $L_s = 42.37cm$	$L_c = 0.4(49,38) \quad L_c = 19.75cm$ $L_c = 0.4(49,38) \quad L_c = 16,94cm$

**e. Vérification de l'effort tranchant**

Tableau III.2.11 : Vérification de l'effort tranchant

Vérification de l'effort tranchant		
$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd}$	$T_u^{max} = 53.30 \text{ KN}$ $b = 100cm, d = 20cm$	$\tau_u = \frac{53.30 \times 10^3}{100 \times 10 \times 20 \times 10}$ $\tau_u = 0.266MPa$
Les escaliers ne sont pas exposés aux intempéries les fissurations sont donc considérées comme étant peu nuisibles		
$\bar{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28}, 5MPa\}$	$f_{c28} = 25MPa$	$\bar{\tau}_u = \min\{0.13(25), 5MPa\} = 3.25$ $\bar{\tau}_u = 3.25MPa$
Vérification	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	$0.266 < 3.25 \rightarrow C.V$

f. Influence de l'effort tranchant

Tableau III.2.12 : Vérification d'influence de l'effort tranchant

Influence de l'effort tranchant		
$T_u^{max} \leq \bar{T}_u$	$T_u^{max}$	$T_u^{max} = 53.30 \text{ KN}$
	$\bar{T}_u = \frac{0.4f_{c28} \times 0.9bd}{\gamma_b}$	$\bar{T}_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 1 \times 0.20}{1.5} = 1200 \text{ KN}$
	Vérification	$53.30 < 1200 \rightarrow C.V$

III.2.6. Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELS

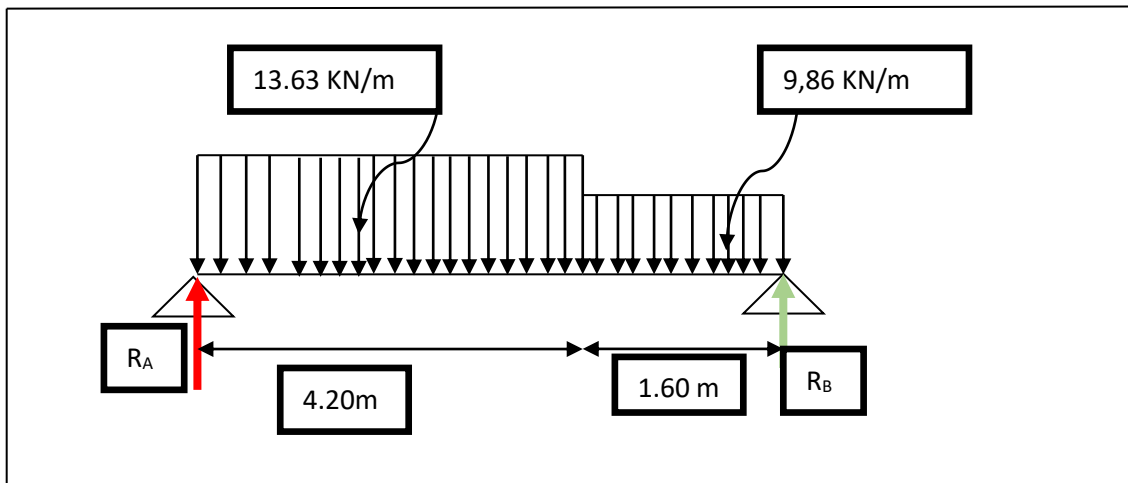


Figure III.2.5 : Schéma statique de calcul des escaliers à l'ELS

a. Réactions d'appuis

Tableau III.2.13 : Les réactions d'appuis à l'ELS

Les réactions d'appuis	
$\sum F/y = 0$	$R_a - (4.20)(13.63) - (1.60)(9.86) + R_b = 0$ $R_a + R_b = 57.24 + 15,776$ $R_a + R_b = 73.02 \text{ KN}$
$\sum M/A = 0$	$-13.63(4.20)\left(\frac{4.20}{2}\right) - (9,86)(1.60)\left(4.20 + \frac{1.60}{2}\right) + R_b(4.20 + 1.60) = 0$ $-120.22 - 78.88 + 5.80R_b = 0$ $5.80R_b = 199.09$
$R_b = \frac{199.09}{5.80} \rightarrow R_b = 34.32 \text{ KN}$ $R_a = 73.02 - R_b = 73.02 - 34.32 \rightarrow R_a = 38.69 \text{ KN}$	

**b. Calcul des efforts et moments fléchissants**

Tableau III.2.14 : Les efforts tranchants et les moments fléchissants à l'ELS

Les efforts tranchants et les moments fléchissant	
1 <sup>er</sup> tronçon $0 < x < 4.20m$	
L'effort tranchant T(y) (KN)	$T(x) = R_a - 13.63xb$ $T(x) = 38.69 - 13.63x$
	$x = 0m \rightarrow T(x) = 38.69KN$ $x = 4.00m \rightarrow T(x) = -18.55 KN$
Moment fléchissant M(x) (KN.m)	$M(x) = Rax - 13.63 \frac{x^2}{2}$ $M(x) = 38.69x - 6,815 x^2$
	$x = 0m \rightarrow M(x) = 0KN.m$ $x = 4.20m \rightarrow M(x) = 42.28KN.M$
2 <sup>eme</sup> tronçon $0 < x < 1.60m$	
L'effort tranchant T(y) (KN)	$T(x) = -R_b + 9,86x$ $T(x) = -34.32 + 9.86x$
	$x = 0m \rightarrow T(x) = -34.32 KN$ $x = 1.60m \rightarrow T(x) = -18.55 KN$
Moment fléchissant M(x) (KN.m)	$M(x) = Rbx - 9.86 \frac{x^2}{2}$ $M(x) = 34.32x - 4.93x^2$
	$x = 0m \rightarrow M(x) = 0KN.m$ $x = 1.58m \rightarrow M(x) = 42.28 KN.m$

**c. Calcul du moment maximal M(x)<sub>max</sub>**

Le moment fléchissant atteint sa valeur maximale lorsque l'effort tranchant s'annule.

$$T(y) = 0$$

$$38.69 - 13.63x = 0 \rightarrow x = \frac{-38.69}{-13.63} \rightarrow x = 2.84m$$

Pour  $x=1.84m$ ,  $M(x)=M(x)_{max}$

En remplaçant la valeur de x dans l'équation M(x)

$$M^{max} = M(x = 2.84) = 38.69(2.84) - 5.062(2.84)^2$$

$$M^{max} = 69.05 KN.m$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte des semi encastrement aux extrémités, on porte une correction pour le moment  $M_{u\max}$  au niveau des appuis et en travées.

Aux appuis :  $M_u^a = 0.3M(x)_{\max} = -0.3(69.05) = -20.71\text{KN.m}$

En travée :  $M_u^t = 0.85M(x)_{\max} = 0.85(69.05) = 58.70\text{ KN.m}$

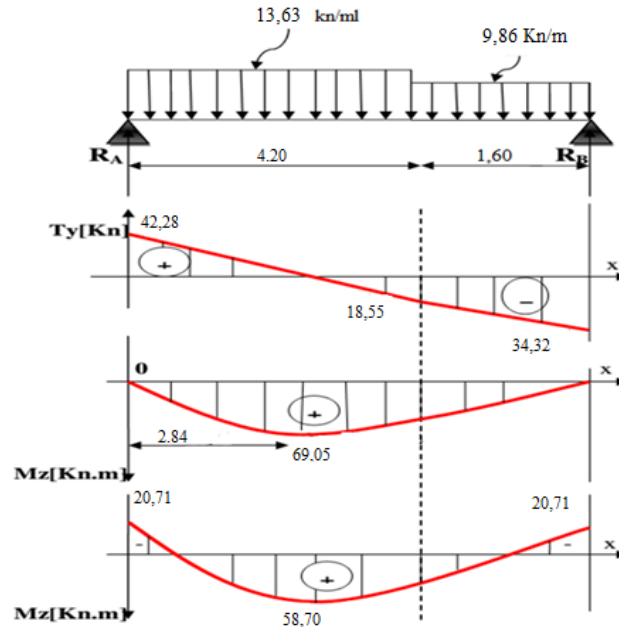


Figure III.3.6: Diagramme efforts internes à l'ELS.

**III.2.7. Vérification à l'ELS**

**a. Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91. Art. 5.34)**

La fissuration est considérée comme peu nuisible, Donc aucune vérification à effectuer.

**b. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

Tableau III.2.15 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

	En travées	Aux appuis
Le moment	$M_{\max} = 58.70\text{ KN.m}$	$M_{\max} = 20.71\text{KN.m}$
A	$A_{st} = 10,78\text{cm}^2$	$A_{st} = 10.78\text{cm}^2$
$\rho = \frac{100 \cdot A_a}{bd}$	$\rho = \frac{100(10.78)}{100 \times 20} = 0.539$	$\rho = \frac{100(10.78)}{100(20)} = 0.539$
	D'après l'abaque : $\beta = 0.890$ $K_1 = 30.45$	D'après l'abaque : $\beta = 0.890$ $K_1 = 30.45$
$\tau_s = \frac{M_{\max}}{\beta_1 d A_{st}}$ avec : $d = 20\text{cm}$	$\tau_s = \frac{58.70 \times 10^6}{0.890(200)(10.78 \times 10^2)}$ $\tau_s = 305.91\text{ MPa}$	$\tau_s = \frac{20.71 \times 10^6}{0.890(200)(10.78 \times 10^2)}$ $\tau_s = 305.91\text{ MPa}$
$\tau_{bc} = \frac{\tau_s}{K}$	$\tau_{bc} = \frac{305.91}{30.45}$ $\tau_{bc} = 10.04\text{ MPa}$	$\tau_{bc} = \frac{305.91}{30.45}$ $\tau_{bc} = 10.04\text{ MPa}$
Vérification dans le béton $\tau_{bc} < 15\text{MPa}$	$10.05 < 15\text{MPa} \rightarrow \text{C.V}$	$10.05 < 15\text{MPa} \rightarrow \text{C.V}$
Vérification dans l'acier $\tau_s < 348\text{MPa}$	$305.91 < 348\text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$	$305.91 < 348\text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$

**Remarque :** Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

c. **Etat limite de déformation** (Art B.6.8.424/BAEL 91)

Tableau III.2.16 : Etat limite de déformation

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$h = 22\text{cm} = 0.2\text{m}, L = 5.80\text{ m}$ $\frac{h}{L} = \frac{0.22}{5.80} = 0.037$
	$\frac{1}{16} = 0.0625$
	$0.037 < 0.0625 \rightarrow C.N.V$
$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$	$f = 400\text{MPa}$ $\frac{4.2}{f_e} = 0.0105$
	<p>A: section des armatures <math>A = 10.78\text{cm}^2</math></p> $b = 100\text{cm}, d = 20\text{cm},$ $\frac{A}{b \times d^2} = \frac{10.78}{100(20)^2} = 0.00027$
	$0.00027 < 0.0105 \rightarrow C.V$
$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{h}{L} = \frac{0.22}{5,80} = 0.037$
	$M_t = 58.69\text{ KN.m} \rightarrow \text{moment max en travée}$ $M_0 = 69.05\text{ KN.m} \rightarrow \text{moment max de la travée isostatique}$ $\frac{M_t}{10M_0} = \frac{58.69}{10(69.05)} = 0.0849$
	$0.037 < 0.0849 \rightarrow C.N.V$

**Remarque :** Vu que les conditions ne sont pas vérifiées on doit procéder au calcul de la flèche (BAEL /B.6.5.2).

d. Calcul de la flèche

Tableau III.2.17 : Calcul de la flèche

<p>La flèche</p> $f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s \times L^2}{E_V \times I}$	$q_s = \max(q'_{ps}; q'_{pl})$ $q_s = (13.63; 9.86) \rightarrow q_s = 13.63 \text{ KN/m}$
	$L = 5.80\text{m}$
	<p><b>e.</b> <math>E_V</math> : module de déformation différé</p> $E_V = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.96\text{MPa}$
	<p><b>f.</b> <math>I</math> : moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité</p> $I = \frac{b}{3}(V_1^3 + V_2^3) + 15A(V_2 - c)^2$ <p>Avec : <math>V_1 = \frac{\delta_{xx}}{\beta_0}, b = 100\text{cm}, c = 2\text{cm}, V_2 = h - V_1, A = 10.78 \text{ cm}^2</math></p>
	<p><b>g.</b> <math>\delta_{xx}</math> : moment statique de la section homogène</p> $\delta_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d = \frac{100 \times 22^2}{2} + 15(10.78)(20) = 27434 \text{ cm}^3$ <p><b>h.</b> <math>B_0</math> : Surface de la section homogène</p> $\beta_0 = b \times h + 15A = 100 \times 22 + 20(10.78) = 2415.6 \text{ cm}^2$ $v_1 = \frac{27434}{2415.6} = 11.35 \text{ cm}$ $V_2 = h - V_1 = 22 - 11.35 = 10.65 \text{ cm}$ $I = \frac{100}{3}(11.35^3 + 10.65^3) + 15(10.78)(11.35 - 2)^2 = 103139.05$ $I = 103139.05\text{cm}^4$
$f = \frac{5}{384} \times \frac{13.63 \times 5.80^2}{10818.96 \times 10^3 \times 103139.05 \times 10^{-8}} = 0.00059\text{m}$ $f = 0.059\text{cm}$	
$\bar{f} = \frac{L}{500}$	$\bar{f} = \frac{580}{500} = 1.16 \text{ cm}$
<p>Vérification <math>f &lt; \bar{f}</math></p>	$0.059 < 1.16 \rightarrow C.V$

On opte pour le ferrailage suivant :

- **Aux appuis :**
  - ❖ *Armatures principales* : 7HA12 *espacement* = 15 cm
  - ❖ *Armatures de répartition* : 5HA10 *espacement* = 20 cm
- **En travée :**
  - ❖ *Armatures principales* : 7HA14 *espacement* = 15 cm
  - ❖ *Armatures de répartition* : 5HA10 *espacement* = 20 cm

**III.3. La poutre palière**

La poutre palière est un élément secondaire de section rectangulaire destiné à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie et les réactions de la paillasse, semi encastree à ses extrémités dans les poteaux.

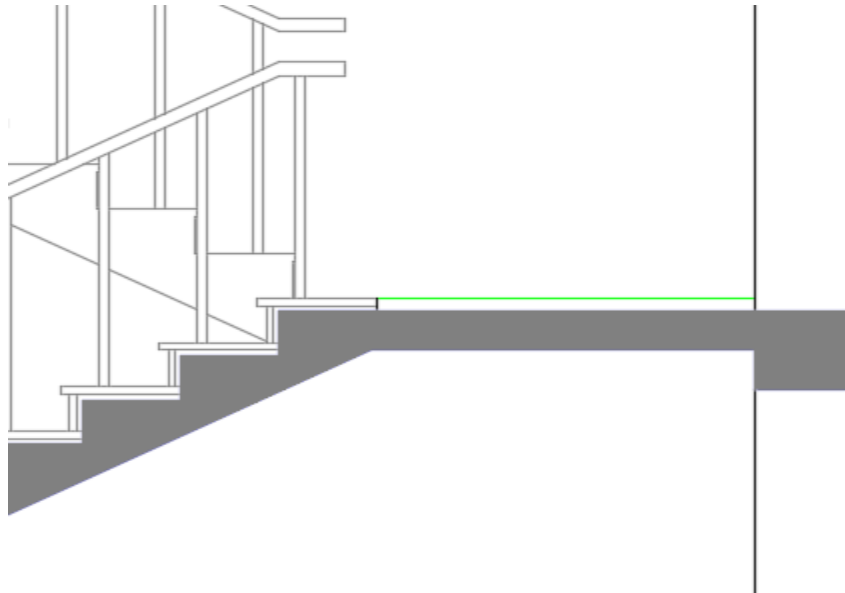


Figure III.3.1 : Vu en plan de la poutre palier

**III.3.1. Pré dimensionnement**

Le dimensionnement de la poutre sont données par les formules suivantes

La hauteur  $h_t$  :  $\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$

La largeur  $b$  :  $0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$

L : la portée libre maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré (L=280cm)

Tableau III.3.1 : Pré dimensionnement de la poutre palier

La hauteur $h_t$	$\frac{L}{15}$ 18.67	$\frac{L}{10}$ 28	$h_t$ adoptée 30
La largeur $b$	$0.4h_t$ 12	$0.7h_t$ 21	$b$ adoptée 20

On prend :  $h_t=30\text{cm}$        $b=20\text{cm}$

• Vérification aux exigences de RPA 99 version 2003(Art 7.5.1)

• Tableau III.3.2 : Vérification de pré-dimensionnement de la poutre palier

$b \geq 20\text{cm}$	$b = 20\text{cm} \geq 20\text{cm} \rightarrow \text{C. V}$
$h_t \geq 30\text{cm}$	$h_t = 30 \geq 30\text{cm} \rightarrow \text{C. V}$
$\frac{h_t}{b} \leq 4$	$\frac{30}{20} = 1.5 \leq 4 \rightarrow \text{C. V}$
On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 sont vérifiées, donc la section adoptée $(b, h_t) = (20, 30) \text{ cm}^2$	

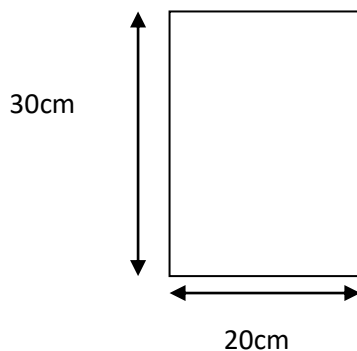


Figure III.3.2 : Section de la poutre palier

III.3.2. Détermination des sollicitations de calcul

a. Les charges permanentes et surcharges d'exploitations

Tableau III.3.3 : Evaluations des charges et surcharges

Poids propre de la poutre G	$G = \rho \times h_t \times b = 25 \times 0.30 \times 0.20$ $G = 1.5\text{KN/ml}$	
La surcharge Q	Réaction du palier et la volée à l'ELU	47.51 KN/ml
	Réaction du palier et la volée à l'ELS	34.32 KN/ml

b. Combinaisons de charges

Tableau III.3.4 : Combinaison de charges

ELU	ELS
$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$	$q_s = G + Q$
$q_u = 1.35(1.5) + 1.5 \times 47.51 = 73,29 \text{ KN}$	$q_u = 1.5 + 34.32 = 51,48 \text{ KN}$

**C. Calcul des moments et des efforts tranchants**

Tableau III.3.5 : Calcul des moments et des efforts tranchants

		à l'ELU	à l'ELS
Les moments	Moment isostatique $M$ $M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8}$	$M_u = \frac{73,29 \times 2,8^2}{8}$ $= 71,82 \text{ KN.m}$	$M_s = \frac{51,48 \times 2,8^2}{8}$ $= 50,45 \text{ KN.m}$
	Moment en travée $M_t$ $M_t = 0,85M_U$	$M_t = 0,85 \times 71,82$ $= 61,01 \text{ KN.m}$	$M_t = 0,85 \times 50,45$ $= 42,02 \text{ KN.m}$
	Moment aux appuis $M_a$ $M_a = -0,3M_U$	$M_a = -0,3 \times 71,82$ $= -21,54 \text{ KN.m}$	$M_a = -0,3 \times 50,45$ $= -14,83 \text{ KN.m}$
L'effort tranchant	$R_A=R_B=T_u$ $T_u = \frac{q_u \times l}{2}$	$T_u = \frac{73,29 \times 2,8}{2}$ $= 102,60 \text{ KN}$	$T_u = \frac{51,48 \times 2,8}{2}$ $= 72,07 \text{ KN}$

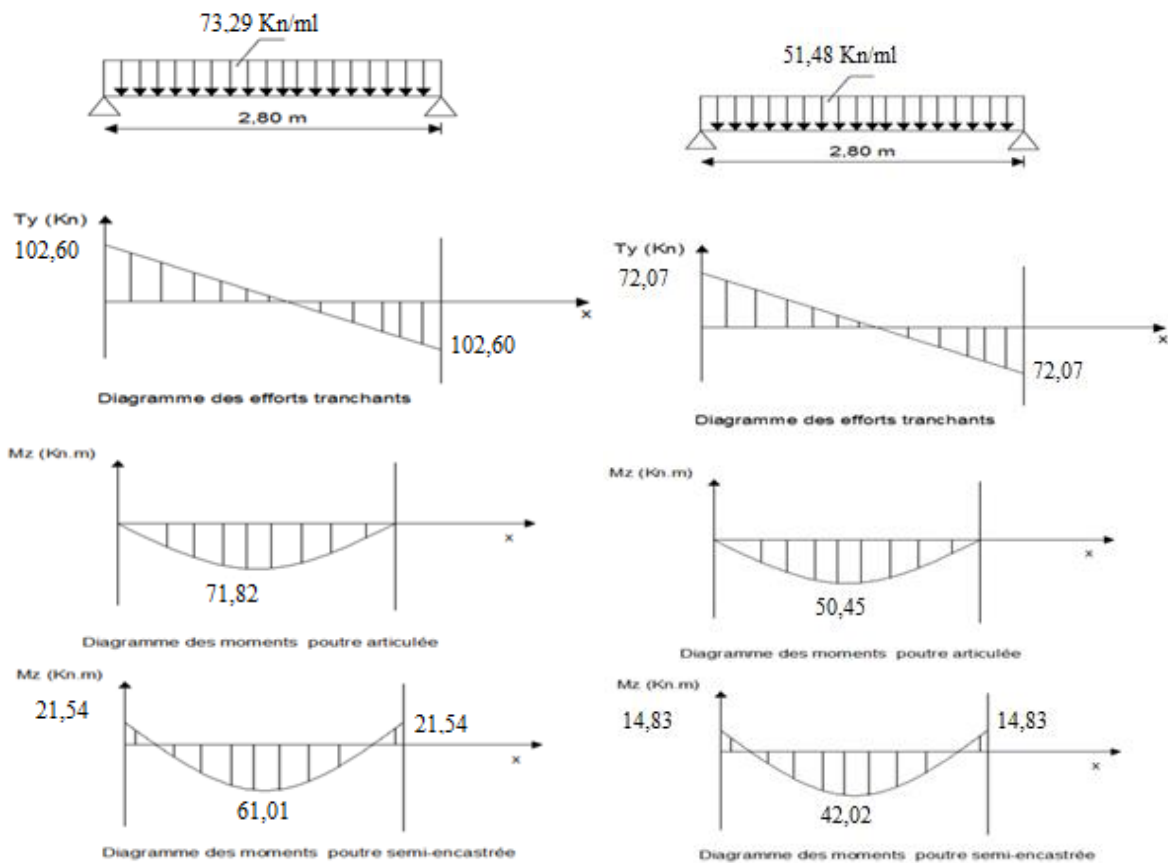


Figure III.3.3 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU et à l'ELS de la poutre palier

## III.3.3. Calcul du ferrailage à l'ELU

Tableau III.2.6 Récapitulatif des dimensions de la poutre palier

h	La hauteur	30cm
b	La largeur	20cm
c=c'	L'enrobage	2cm
d	d=h-c	28cm

**Moment réduit  $\mu$**  :  $\mu = \frac{M}{bd^2f_{bu}}$ , avec  $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 14.2\text{MPa}$  et  $\mu_1 = 0.392$

**Armature fictive  $A_f$**  :  $A_f = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}$  avec  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$  et  $\beta$  (dans l'abaque)

**Armature transversale  $A_r$**  :  $\phi_t = \left\langle \left\langle \frac{h_t}{25} \mid \frac{b}{10} \mid \phi_1 \right\rangle \right\rangle$

Tableau III.3.7 : Calcul du ferrailage à l'ELU

	Aux appuis	En travée
Les moments (KN.m)	21,54	60,01
Moment réduit $\mu$	$\mu = \frac{21,48 \times 10^6}{200 \times (280)^2 \times 14.2} = 0.096$	$\mu = \frac{6101 \times 10^6}{200 \times (280)^2 \times 14.2} = 0.274$
Vérification $\mu < \mu_1$	$0.090 < 0.392 \rightarrow C.V$	$0.228 < 0.392 \rightarrow C.V$
La section est simplement armée		
Valeur $\beta$	0.949	0.836
Armatures (cm <sup>2</sup> )	$A_f = \frac{21,54 \times 10^6}{0.949 \times 280 \times 348} = 2,32$	$A_f = \frac{60,01 \times 10^6}{0.836 \times 280 \times 348} = 6,48$
A adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)	3HA12 → 3.39 cm <sup>2</sup>	3HA12fil+3HA12chap → 6.78cm <sup>2</sup>
Armatures transversales (mm)	$\phi_t = \left\langle \left\langle \frac{300}{25} \mid \frac{250}{10} \mid \phi_1 = 8 \right\rangle \right\rangle$ On opte pour $\phi_t = 8\text{mm}$ , (un étrier + un cadre)	
Espacement des barres transversales st (cm)	7	15

**III.3.4. Vérification à l'ELU**

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

On doit vérifier  $A \geq A_{min}$

Tableau III.3.8 : Vérification de non fragilité

Condition de non fragilité		
A (cm <sup>2</sup> )	En travée	6.78
	Aux appuis	3.39
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	$A_{min} = \frac{0.23f_{t28}}{f_e} bd, f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}, f_e = 400 \text{ MPa}, b = 20 \text{ cm}, d = 28 \text{ cm}$ $A_{min} = \frac{0.23 \times 2.1}{400} \times 20 \times 28$ $A_{min} = 0.676$	
Vérification	En travée	6.78 > 0.676 → C.V
	Aux appuis	3.39 > 0.676 → C.V

**b. L'adhérence des barres (A.6.1.3/BAEL 91 modifier 99)**

La contrainte d'adhérence  $\tau_s$  doit être inférieure à la valeur limite ultime  $\tau_{sadm}$

Tableau III.3.9 : Vérification de l'adhérence des barres

Vérification de l'adhérence des barres			
La contrainte d'adhérence $\tau_s$ (MPa)	$\tau_s = \frac{V_u}{0.9d \sum \mu}$ $\tau_s = \frac{V_u}{0.9d6\pi\phi}$	$\phi = 12 \text{ mm}$ $\tau_s = \frac{102,60 \times 10^3}{0.9 \times 28 \times 10 \times 6 \times 3.14 \times 12}$ $\tau_s = 1.80$	
La contrainte admissible $\tau_{adm}$ (MPa)	$\tau_{adm} = \psi f_{t28}$ Avec : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ $\psi = 1.5$	$\tau_{adm} = 1.5 \times 2.1$ $\tau_{adm} = 3.15 \text{ MPa}$	
Vérification	$\tau_s \leq \tau_{adm}$	En travée	1.71 < 3.15 → C.V

Donc il n y a pas de risque d'entrainement des barres.

**c. L'espacement des barres RPA version 2003(Art 7.5.2)**

Tableau III.3.10 : Vérification de l'espacement des barres

	En travée	Aux appuis
Espacement des barres transversales $S_t$	$S_t \leq \frac{h}{2} \text{ cm}$ $15 \leq \frac{30}{2}$ $15 < 15 \rightarrow C.V$	$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} \mid 12\phi \right\}$ $7 \leq \min \left\{ \frac{30}{4} = 7.5 \mid 1.2(10) \right\}$ $7 < 7.5 \rightarrow C.V$

**d. Influence de l'effort tranchant sur le béton**

Tableau III.3.11 : Vérification d'influence de l'effort tranchant sur le béton

Influence de l'effort tranchant sur le béton		
$T_u^{\max} \leq \bar{T}_u$	$T_u^{\max}$	$T_u^{\max} = 102,60 \text{ MPa}$
	$\bar{T}_u = \frac{0.4f_{c28} \times 0.9bd}{\gamma_b}$	$\bar{T}_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 0.20 \times 0.28}{1.5} = 336 \text{ KN}$
	Vérification	$102,60 < 336 \rightarrow C.V$

**e. Influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures**

Tableau III.3.12 : Vérification d'influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures

Influence de l'effort tranchant sur les armatures inférieures		
$A_u \geq \frac{1.15}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$	$A_u$	$A_u = 6.78 \text{ cm}^2$
		$\frac{1.15}{400} \left( 102,60 + \frac{61,01}{0.9(0.28)} \right) = 0,991$
	Vérification	$1.57 > 0.991 \rightarrow C.V$

**f. Vérification de l'effort tranchant**

Tableau III.3.13 : Vérification de l'effort tranchant

Vérification de l'effort tranchant		
$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$	$T_u^{\max} = 102,60 \text{ KN}$ $b = 20 \text{ cm}, d = 28 \text{ cm}$	$\tau_u = \frac{102,60 \times 10^3}{20 \times 10 \times 28 \times 10}$ $\tau_u = 1,83 \text{ MPa}$
$\bar{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28}, 5 \text{ MPa}\}$	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$\bar{\tau}_u = \min\{0.13(25), 5 \text{ MPa}\} = 3.25$ $\bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$
Vérification	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	$1.83 < 3.25 \rightarrow C.V$

**III.3.5. Vérification à l'ELS**

**a. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier**

Tableau III.3.14 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

	En travées	Aux appuis
Le moment	$M_{max} = 42,02 \text{ KN.m}$	$M_{max} = 14,83 \text{ KN.m}$
	$A_{st} = 6,78 \text{ cm}^2$	$A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2$
$\rho = \frac{100.A_a}{bd}$ avec : $d = 28 \text{ cm}$	$\rho = \frac{100(6,78)}{20 \times 28} = 1,21$	$\rho = \frac{100(3,39)}{20(28)} = 0,606$
$\beta$	$\beta = 0,850$	$\beta = 0,885$
$K_1$	$K_1 = 18,33$	$K_1 = 28,48$
$\tau_s = \frac{M_{max}}{\beta_1 d A_{st}}$	$\tau_s = \frac{42,20 \times 10^6}{0,850(280)(6,78 \times 10^2)}$ $\tau_s = 260,40 \text{ MPa}$	$\tau_s = \frac{14,83 \times 10^6}{0,885(280)(6,78 \times 10^2)}$ $\tau_s = 183,80 \text{ MPa}$
$\tau_{bc} = \frac{\tau_s}{K}$	$\tau_{bc} = \frac{260,40}{18,33} = 14,20 \text{ MPa}$	$\tau_{bc} = \frac{183,80}{28,48} = 6,45 \text{ MPa}$
Vérification dans le béton $\tau_{bc} < 15 \text{ MPa}$	$14,20 < 15 \text{ MPa} \rightarrow C.V$	$3,43 < 15 \text{ MPa} \rightarrow C.V$
Vérification dans l'acier $\tau_s < 348 \text{ MPa}$	$260,40 < 348 \text{ MPa} \rightarrow C.V$	$183,80 < 348 \text{ MPa} \rightarrow C.V$

**b. Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91. Art. 5.34)**

La fissuration est considérée comme peu préjudiciable. Donc on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

**c. Etat limite de déformation (Art B.6.8.424/BAEL 91)**

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$  Avec :  $h = 30 \text{ cm}$  hauteur totale,

$L = 2,80 \text{ m}$  portée entre nus d'appuis,

$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$  Avec :  $M_t$  : moment maximum en travée,

$M_0$  : valeur maximum du moment isostatique,

$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$  Avec :  $A$  : section des armatures,

$b$  : longueur de la section,

$h$  : hauteur utile de la section droite.

$\frac{h}{l} = \frac{0,3}{2,8} = 0,107 > \frac{1}{16} = 0,0625$  ..... Condition vérifiée.

$\frac{M_t}{10 M_0} = \frac{61,01}{10 \times 71,82} = 0,084 < \frac{h}{l} = 0,107$  ..... Condition vérifiée.

$\frac{A}{bd} = \frac{6,78}{20 \times 28} = 0,12 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$  ..... Condition vérifiée.

Les 3 conditions sont vérifiées donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

**Conclusion :**

On adopte les armatures calculées à l'ELU (elles sont vérifiées à l'ELS).

❖ Armatures longitudinales :

- En travée :  $3HA12+3HA12$

- Aux appuis :  $3HA12$

❖ Armatures transversales :

-  $4HA8$

### III.4. La salle machine

L'ascenseur est un dispositif mobile permettant le déplacement vertical de personnes ou d'objets entre les différents niveaux d'une construction. Il est principalement composé d'un système de levage (Moteur électrique, treuil et câbles métalliques), d'une cabine et d'un contrepoids.

La cage d'ascenseur (réservation) est munie d'un panneau de dalle isolé, appuyée sur son pourtour (4 cotés) supportant son poids propre et un chargement localisé concentrique (P) agissant sur un rectangle  $\begin{cases} U_0 = 80 \text{ cm} \\ V_0 = 80 \text{ cm} \end{cases}$  engendré par le système de levage.

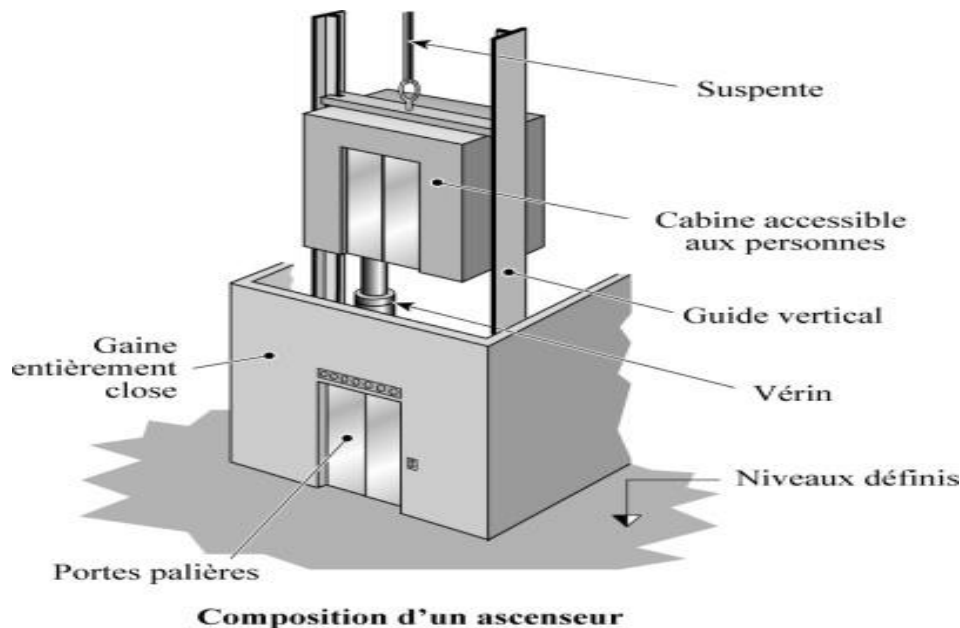


Figure III.4.1 : Vu en 3D de l'ascenseur

#### III.4.1. Caractéristiques de la salle machine

La surface de la salle machine est de :  $1,80 \times 1,80 = 3,24 \text{ m}^2$

La charge totale du système de levage et la cabine chargée est de :  $9\text{t}$  ( $P=90 \text{ KN}$ ).

#### III.4.2. Pré dimensionnement

L'épaisseur de la dalle est donnée par la formule :  $h_t = \frac{L_x}{30}$

$$h_t = \frac{180}{30} = 6 \text{ cm}$$

Le RPA 2003 exige une hauteur  $h_t \geq 12 \text{ cm}$  ;

On adopte une hauteur  $h_t = 15 \text{ cm}$

### III.4.3. Détermination des sollicitations

#### a. Les charges

Tableau III.4.1 : Les charges

$G_1$	Poids de système de levage	90KN
$G_2$	Poids propre de la dalle et les revêtements	$25 \times 0.15 = 3.75KN/m^2$
$Q$	Charge d'exploitation	1 KN/m <sup>2</sup>

#### b. Combinaisons de charges

Tableau III.4.2 : Combinaison de charges

ELU	ELS
$q_u = 1.35 G_2 + 1.5 Q$	$q_s = G_2 + Q$
$q_u = 1.35(3.75) + 1.5(1) = 6.56KN/m$	$q_s = 3.75 + 1 = 4.75 KN/m$

#### c. Mode de fonctionnement du panneau

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \rightarrow \text{L'annexe E. 3 du BAEL91}$$

Avec :  $\begin{cases} L_y: \text{La grande portée de la cabine} \\ L_x: \text{La petite portée de la cabine} \\ L_x < L_y \text{ et } 0.4 \leq \rho \leq 1 \end{cases} \quad \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{180}{180} = 1 \rightarrow 0.4 \leq 1 \leq 1 \rightarrow \text{C. V}$

La dalle travaille dans les deux sens. On considère dans une première phase la dalle simplement appuyée sur les quatre cotés.

- Hypothèse

La dalle est soumise aux charges suivantes :

- ❖ Charges uniformément réparties sur toute la surface de la dalle ; dans ce cas les Moments au centre de la dalle, pour une bande de largeur unité, ont pour expressions :

- Dans le sens de la petite portée :  $M_x = U_x \times q_u \times l_x^2$

- Dans sens de la grande portée :  $M_y = U_y \times M_x$

- ❖ Charges concentriques sur un rectangle concentrique de la dalle.

-  $M_x = p(M_1 + \nu M_2)$

-  $M_y = p(\nu M_1 + M_2)$

Avec :  $M_1$  et  $M_2$  : coefficients donnés par les abaques de PIGEAUD

$p$  : la charge totale appliquée sur le rectangle.

$\nu$  : Coefficient de poisson ; dont les valeurs sont :  $\nu = 0$  à l'ELU

$\nu = 0.2$  à l'ELS

**III.4.4. Calcul des moments**

**a. Calcul des moments engendrés par le système de levage**

L'étude se fera à l'aide des tables de PIGEAUD, qui donnent des coefficients permettant de calculer les moments engendrés par la charge localisée.

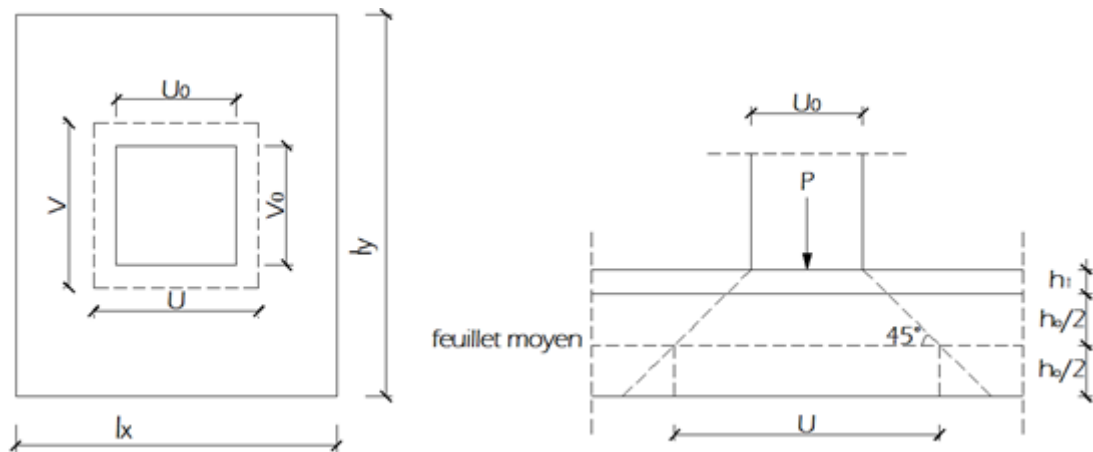


Figure III.4.2 : Répartition de la charge localisée sur la dalle

Tableau III.4.3 : Le rectangle d'impacte

Rectangle d'impacte		
$U = a + 2\xi e_0 + h_t$ $V = a + 2\xi e_0 + h_t$	$\xi = 1$ pour le revêtement en béton $\xi = 0.75$ pour un revêtement moins résistant  Dans notre cas, on prend : $\xi = 1$ $e_0 = 5\text{cm}$ étant l'épaisseur du revêtement $h_t = 15\text{cm}$ épaisseur de la dalle $a = b = 80\text{cm}$ cotés du rectangle sur lequel agit la charge P	$U=80+2(1)(5) +15=105\text{cm}$ $V=80+2(1)(5) +15=105\text{cm}$

$M_1$  et  $M_2$  coefficients donnés en fonction de  $(\rho, \frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y})$  à partir des abaques de PIGEAUD

$$\rho = 1 \begin{cases} \frac{U}{L_x} = \frac{105}{180} = 0.58 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{105}{180} = 0.58 \end{cases}$$

→ à partir des abaques de PIGEAUD nous aurons après interpolation

**$M_1 = 0.076$**

**$M_2 = 0.076$**

**$p = 90\text{KN}$**

Tableau III.4.4: Calcul des moments fléchissant  $M_x M_y$

Les moments fléchissant	A l'ELU $\nu = 0$	A l'ELS $\nu = 0.2$
$M_x = p(M_1 + \nu M_2)$	$M_{xu} = 1.35pM_1$ $M_{xu} = 1.35(90)(0.076)$ $M_{xu} = 9.23 \text{ KN.m}$	$M_{xs} = p(M_1 + \nu M_2)$ $M_{xs} = (90)(0.076 + (0.2)(0.076))$ $M_{xs} = 8.21 \text{ KN.m}$
$M_y = p(\nu M_1 + M_2)$	$M_{yu} = 1.35pM_2$ $M_{yu} = 1.35(90)(0.076)$ $M_{yu} = 9.23 \text{ KN.m}$	$M_{ys} = p(\nu M_1 + M_2)$ $M_{ys} = (90)((0.2)(0.076) + 0.076)$ $M_{ys} = 8.21 \text{ KN.m}$

**b. Calcul du moment du au poids propre de la dalle**

Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1 m) la valeur des moments est :

Sens  $I_x$  :  $M_{x0} = U_x \times q_u \times l_x^2$

Sens  $I_y$  :  $M_{y0} = U_y \times M_x$

Où :  $U_x$  et  $U_y$ , Coefficients données par le tableau de l'annexe E.3 du BAEL 91 en fonction du rapport ( $\rho ; \nu$ )

Tableau III.4.5: Calcul des moments du au poids propre de la dalle

	A l'ELU $\nu = 0$	A l'ELS $\nu = 0.2$
$U_x$	0.0368	0.0442
$U_y$	1	1
$M_{x0} = U_x \times q_u \times l_x^2$	$M_{xu} = 0.0368 \times 6.56 \times 1.80^2$ $M_{xu} = 0.782 \text{ KN.m}$	$M_{xs} = 0.0442 \times 4.75 \times 1.80^2$ $M_{xs} = 0.680 \text{ KN.m}$
$M_{y0} = U_y \times M_x$	$M_{yu} = 1 \times 0.782$ $M_{yu} = 0.782 \text{ KN.m}$	$M_{ys} = 1 \times 0.680$ $M_{ys} = 0.680 \text{ KN.m}$

**c. Superposition des moments**

Tableau III.4.6: Superposition des moments

A l'ELU	A l'ELS
$M_x^u = M_{xu} + M_{xu'}$	$M_x^s = M_{xs} + M_{xs'}$
$M_x^u = 0.782 + 9.23$	$M_x^s = 8.21 + 0.680$
$M_x^u = 10.01 \text{ KN.m}$	$M_x^s = 8.89 \text{ KN.m}$
$M_y^u = M_{yu} + M_{yu'}$	$M_y^s = M_{ys} + M_{ys'}$
$M_y^u = 0.782 + 9.23$	$M_y^s = 8.21 + 0.680$
$M_y^u = 10.01 \text{ KN.m}$	$M_y^s = 8.89 \text{ KN.m}$

Afin de tenir compte du semi encastrement du panneau au niveau de son porteur, les moments calculés seront minorés en leur effectuant le coefficient (0.85) en travée ; et (0.3) aux appuis.

Tableau III.4.7: Les moments en travées et aux appuis

	A l'ELU	A l'ELS
En travée $M^t = 0.85M$	$M_x^t = 0.85(10.01)$ $M_x^t = 8.50 \text{ KN.m}$	$M_x^t = 0.85(8.89)$ $M_x^t = 7.55 \text{ KN.m}$
	$M_y^t = 0.85(10.01)$ $M_y^t = 8.50 \text{ KN.m}$	$M_y^t = 0.85(8.89)$ $M_y^t = 7.55 \text{ KN.m}$
Aux appuis $M^a = -0.3M$	$M_x^a = -0.3(10.01)$ $M_x^a = -3.00 \text{ KN.m}$	$M_x^a = -0.3(8.89)$ $M_x^a = -2.66 \text{ KN.m}$
	$M_y^a = -0.3(10.01)$ $M_y^a = -3.00 \text{ KN.m}$	$M_y^a = -0.3(8.89)$ $M_y^a = -2.66 \text{ KN.m}$

### III.4.5. Ferrillage

#### Calcul des armatures

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m

Tableau III.4.8 : Récapitulatif des dimensions de la dalle machine

h	La hauteur	15cm
b	La largeur	100cm
c=c'	L'enrobage	2cm
d	d=h-c	13cm

**Moment réduit  $\mu$  :**  $\mu = \frac{M}{bd^2f_{bu}}$ , avec  $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$  et  $\mu_l = 0.392$

**Armature fictive  $A_f$  :**  $A_f = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}$  avec  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$  et  $\beta$  (dans l'abaque)

Tableau III.4.9 : Calcul des armatures à l'ELU

	En travée	Aux appuis
Les moments (KN.m)	8.50	3.00
Moment réduit $\mu$	$8.5 \times 10^6$ $\frac{10^3 \times 130^2 \times 14.2}{\mu} = 0.036$	$3 \times 10^6$ $\frac{10^3 \times 130^2 \times 14.2}{\mu} = 0.012$
Vérification $\mu < \mu_l$	$0.042 < 0.392$ $\rightarrow C.V$	$0.037 < 0.392$ $\rightarrow C.V$
La section est simplement armée		
Valeur $\beta$	0.982	0.994
Armatures fictives (cm <sup>2</sup> )	$8.5 \times 10^6$ $0.982 \times 130 \times 348$ $A_f = 1.91$	$3 \times 10^6$ $0.994 \times 130 \times 348$ $A_f = 0.66$
A adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)	4HA10 $\rightarrow$ 3.14 cm <sup>2</sup>	
Espacement des barres longitudinales st (cm)	25	

Conclusion : Les armatures obtenues à l'ELU sont largement suffisantes.

III.4.6. Vérification à l'ELU

a. Condition de non fragilité (A.4.2.1/BAEL 91 modifier 99)

Tableau III.4.10 : Vérification a non fragilité

Condition de non fragilité	
la section minimale des armatures tendues, est déterminée à partir d'un pourcentage de référence $W_0 = 0.8\%$ qui dépend de la nuance des aciers de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton.	
A (cm <sup>2</sup> )	3.14
$A_{min}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{min} = \rho_0 \times b \times h \left( \frac{3 - \rho}{2} \right)$ <p>Avec : <math>a = \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{180}{180} = 1</math></p> <p><math>\rho_0</math> : taux d'armatures dans chaque direction, <math>\rho_0 = 0.8\%</math></p> $A_{Xmin} = 0.0008 \times 100 \times 15 \left( \frac{3 - 1}{2} \right) = 1.2$ $A_{Ymin} = 0.0008 \times 100 \times 15 \left( \frac{3 - 1}{2} \right) = 1.2$
Vérification $A \geq A_{min}$	$3.14 > 1.2 \rightarrow C.V$

b. Diamètre maximal des barres (BAEL 91 modifié 99/ Art. A.7.2,1)

Tableau III.4.11 : Diamètre maximal des barres

D'après l'article, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément	
$\phi_{max} = \frac{h}{10}$ (mm)	$\phi_{max} = \frac{150}{10} = 15mm$
$\phi_{adopté}$	$\phi_{adopté} = 10 mm$
Vérification	$\phi_{adopté} = 10 mm < \phi_{max} = 15mm \rightarrow C.V$

c. **Espacements des barres (BAEL 91 modifié 99/ Art. A.8.2, 4,2)**

Tableau III.4.12 : Espacement des barres

	Sens X-X	Sens Y-Y
$S_t$ (cm)	25 cm	25 cm
$S_{t\min}$ (cm)	$S_{t\min} < \min(2h, 25\text{ cm})$ $S_{t\min} < \min(30, 25\text{ cm}) = 25\text{ cm}$	$S_{t\min} < \min(3h, 33\text{ cm})$ $S_{t\min} < \min(45, 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$
$S_t \leq S_{t\min}$	$25 \leq 25 \rightarrow C.V$	$25 \leq 33 \rightarrow C.V$

d. **Vérifier le poinçonnement (CBA 93(Art a .5.2.4.2))**

Tableau III.4.13 : Vérification de non poinçonnement

A l'état limite ultime, la force résistance au poinçonnement 'Qu'est déterminé par les formules suivantes qui tiennent compte de l'effet favorable de la présence d'un ferrailage horizontale	
$Q_u$ (KN)	Charge de calcul à l'état limite ultime $Q_u = 1.35P = 1.35(90)$ $Q_u = 121.5\text{KN}$
$0.045U_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$	$U_c = 2(U + V) = 2(105 + 105) = 4.20\text{m}$ $0.045(4.2)(0.15) \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.5\text{KN}$
Vérification	$Q_u \leq 0.045U_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ $121.5 \leq 472.5 \rightarrow C.V$

**Conclusion :** On considère qu'aucune armature particulière n'est nécessaire (la charge localisée est éloignée des bords de la dalle)

e. **Contrainte tangentielle**

On calcule l'effort tranchant :

$$\text{Au milieu de } U : T_{\max} = V_u = \frac{Q_u}{2(U+V)} = \frac{1.35 \times 90}{2(105+105)} = \frac{121.5}{4.20} = 28.93\text{KN}$$

$$\text{Au milieu de } V : T_{\max} = V_u = \frac{Q_u}{3U} = \frac{1.35 \times 90}{3(105)} = \frac{121.5}{3.15} = 38.57\text{KN}$$

Tableau III.4.14: Vérification de la contrainte tangentielle

f. Vérification de l'effort tranchant		
$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$	$T_u^{\max} = 38.57\text{KN}$ $b = 100\text{cm}, d = 13\text{cm}$	$\tau_u = \frac{38.57 \times 10^3}{100 \times 10 \times 13 \times 10}$ $\tau_u = 0.287\text{MPa}$
$\bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{t28}}{\gamma_b}$	$f_{c28} = 25\text{MPa}$	$\bar{\tau}_u = 0.07 \frac{25}{1.5}$ $\bar{\tau}_u = 1.167\text{MPa}$
Vérification	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	$0.287 < 1.167 \rightarrow C.V$

**III.4.7. Vérification à l'ELS****a. Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91. Art. 5.34)**

La dalle de la salle machine n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire.

**b. Etat limite de déformation (Art B.6.8.424/BAEL 91)****A. Vérifications des contraintes dans le béton et les aciers :****a. Sens (X-X)****En travée**

$$M_t = 7.55 \text{ KN.m} \quad A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b.d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0,242 \quad K_1 = 48.29 \text{ et } \beta_1 = 0,921$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 . d . A_t} = \frac{7.55 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 3.14} = 200.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{200.82}{48.29} = 4.16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Aux appuis :**

$$M_{ax} = 2.66 \text{ kN.m.} \quad A_a = 3.14 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b.d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0,242 \quad K_1 = 48.29 \text{ et } \beta_1 = 0,921$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 . d . A_a} = \frac{2.66 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 70.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{70.05}{48.29} = 1.46 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**b. Sens (Y-Y)****En travée**

$$M_t = 6.55 \text{ KN.m} \quad A_t = 3.14 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b.d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0,242 \quad K_1 = 48.29 \text{ et } \beta_1 = 0,921$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 . d . A_t} = \frac{7.55 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 3.14} = 200.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{200.82}{48.29} = 4.16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Aux appuis :**

$$M_{ax} = 2.66 \text{ kN.m.} \quad A_a = 3.14 \text{ cm}^2$$

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b.d} = \frac{100 \times 3.14}{100 \times 13} = 0,242 \quad K_1 = 48.29 \text{ et } \beta_1 = 0,921$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 . d . A_a} = \frac{2.66 \times 10^6}{0,921 \times 130 \times 3.14 \times 10^2} = 70.75 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{70.05}{48.29} = 1.46 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Tableau III.4.15 : Etat limite de déformation

$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16}$	$h = 15\text{cm} = 0.15\text{m}, L_x = 1.80\text{m} \quad \frac{h}{L_x} = \frac{0.15}{1.80} = 0.084$
	$\frac{1}{16} = 0.0625$
	$0.084 > 0.0625 \rightarrow C.V$
$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$	$f = 400 \text{ MPa}$ $\frac{4.2}{f_e} = 0.0105$
	A: section des armatures $A = 3.14 \text{ cm}^2$ $b = 100\text{cm}, d = 13\text{cm},$ $\frac{A}{b \times d^2} = \frac{3.14}{100(13)} = 2.41 \times 10^{-3}$
	$2.26 \times 10^{-4} < 0.0105 \rightarrow C.V$
$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.80} = 0.084$
	$M_t = 8.5 \text{ KN.m} \rightarrow$ moment max en travée $M_0 = 10.5 \text{ KN.m} \rightarrow$ moment max de la travée isostatique $\frac{M_t}{10M_0} = \frac{8.5}{10(10.01)} = 0.084$
	$0.084 = 0.084 \rightarrow C.V$

Les conditions sont vérifiées. Donc, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

**Conclusion :**

Le ferrailage de la dalle de salle machine est comme suit :

- ❖ Armatures dans le sens X-X :
  - En travée : 4HA10 (esp=25cm)
  - Aux appuis : 4HA10 (esp=25cm)
- ❖ Armatures dans le sens Y-Y :
  - En travée : 4HA10 (esp=25cm)
  - Aux appuis : 4HA10 (esp=25cm)

### III.5. Les planchers

Notre projet est constitué des planchers en corps creux, le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, constitué en corps creux et d'une dalle de compression (16+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées sur chantier et disposées suivant le sens de la petite portée, ces dernières possèdent des armatures en attentes qui sont liées à celles de la dalle de compression.

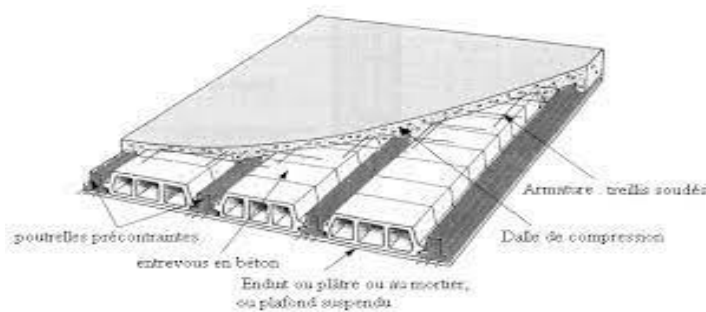


Figure III.5.1 : Vu en plan des planchers en corps creux

#### III.5.1. Calcul de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est armée d'un treillis soudé de nuance (TLE520) afin de :

- Limiter les risques de fissuration par retrait, qui sont eux même aggravés par l'utilisation de ciments à fort retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Réaliser un effet de répartition, entre nervures voisines, des charges localisées notamment de celles correspondant aux cloisons.

Le treillis soudé à utiliser doit avoir des mailles de dimensions au plus égales aux valeurs indiquées par l'article **BAEL 91 (Art B.6.8.423)**.

33 cm pour les barres // aux poutrelles.

20 cm pour les barres  $\perp$  aux poutrelles

##### a. La largeur de la poutrelles.

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties dont la largeur est déterminées par l'entre axe de deux poutrelles successives ( $l' = 65\text{cm}$ ).

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T, les règles préconisent que la largeur  $b_1$  de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté de la nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_1 \leq \min \left( \frac{L}{2} ; \frac{L_1}{10} ; \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2} \right)$$

$b_0$  : Largeur de la nervure  $b_0 = 12 \text{ cm}$ .

- $b$  : Distance entre axes des poutrelles.
- $L$  : La distance entre deux parements voisins de deux poutrelles  $L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$ .
- $L_1$  : Longueur de la plus grande travée  $l_1 = 3,60 \text{ m}$ .
- $h_0$  : épaisseur de la dalle de compression  $h_0 = 4 \text{ cm}$ .
- $h$  : hauteur totale de plancher.

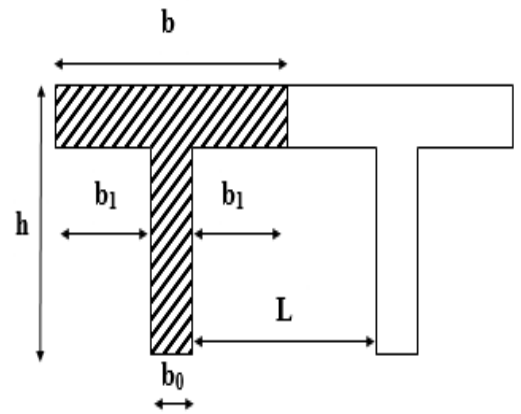


Figure III.5.2 : surface revenant aux poutrelles

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L}{2} = \frac{53}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L_1}{10} = \frac{360}{10} = 36 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2} = \frac{2 \times 360}{3 \times 2} = 120 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On prend : } b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

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

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties dont la largeur est déterminées par l'entre axe de deux poutrelles successives ( $b = 65\text{cm}$ ).

**b. Calcul d'armatures**

Tableau III.5.1 : Calcul des armatures

	Section de calcul	Choix	Espacement	Vérification
Armatures perpendiculaires aux nervures $A_{\perp}$	$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520}$ L : la distance entre axes des poutrelles $A_{\perp} = 0,5\text{cm}^2$	$A_{\perp} = 5\phi 6$ $= 1,41\text{cm}^2$	$S_t = 20\text{cm}$ $S_{max} = 20\text{cm}$	$S_t \leq S_{max}$ $20 \leq 20\text{cm}$ <b>Condition vérifiée.</b>
Armatures parallèles aux nervures $A_{//}$	$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,41}{2}$ $A_{//} = 0,705\text{cm}^2$	$A_{//} = 5\phi 6$ $= 1,41\text{cm}^2$	$S_t = 20\text{cm}$ $S_{max} = 33\text{cm}$	$S_t \leq S_{max}$ $20 \leq 33\text{cm}$ <b>Condition vérifiée.</b>

**Conclusion :** On adopte pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TLS 520) de dimension ( $5 \times 5 \times 200 \times 200$ ) mm<sup>2</sup>.

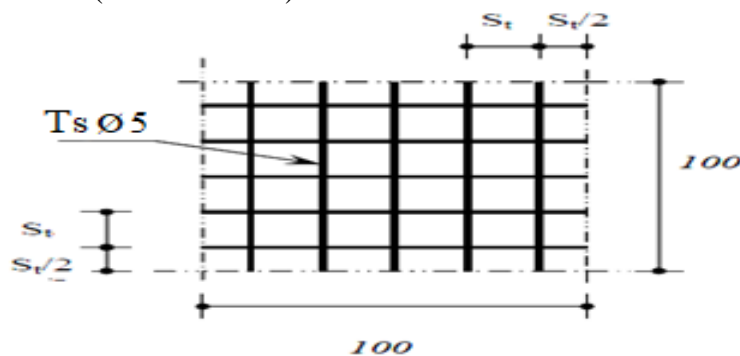


Figure III.5.3 : Treillis soudées de la dalle de compression

III.5.2. Calcul des poutrelles

Les poutrelles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et le calcul se fait en deux étapes à savoir avant coulage de la dalle de compression et après coulage de la dalle de compression.

a. 1<sup>ère</sup> étape de calcul : avant coulage de la dalle de compression

Tableau III.5.2 : 1<sup>ère</sup> étape de calcul avant coulage de la dalle de compression

Dimensions de la poutrelle		
Charges et surcharges	G	Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12\text{KN/m}$
		Poids d'hourdis : $G_2 = 0,95 \times 0,65 = 0,62\text{KN/m}$
		$G = G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0.74\text{KN/m}$
	Q	Le poids de l'ouvrier : $Q = 1\text{KN/m}$
Combinaison de charge à ELU	$q_u = 1,35G + 1,5Q$ $q_u = 1,35(0.74) + 1,5(1) = 2.5\text{KN/m}$	
Calcul du moment en travée	$M_t = \frac{q_u \times l^2}{8}$ , avec $l = 3.60\text{m}$ $M_t = \frac{2.5 \times 3.60^2}{8} = 4.05\text{KN.m}$	
Calcul de l'effort tranchant	$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 3.60}{2} = 4.5\text{KN}$	
Calcul de la section d'armature	Moment réduit	$\mu = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}}$ , avec $f_{bu} = 14.2\text{MPa}$ $\mu = \frac{4.05 \times 10^6}{(12 \times 10)(2 \times 10)^2 \times 14.2} = 5.942$
	Vérification $\mu_1 = 0.392$	$5.942 > 0.392 \rightarrow S. D. A$

**Conclusion :** La hauteur de 4 cm rend impossible la disposition des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaires pour aider la poutrelle à supporter la charge avant de la couler.

**b. 2<sup>ème</sup> étape de calcul : après le coulage de la dalle de compression**

Après le coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en T reposant sur des appuis intermédiaires, partiellement encastrée à ses deux extrémités, Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher

**1. types de poutrelles**

Tous les étages :

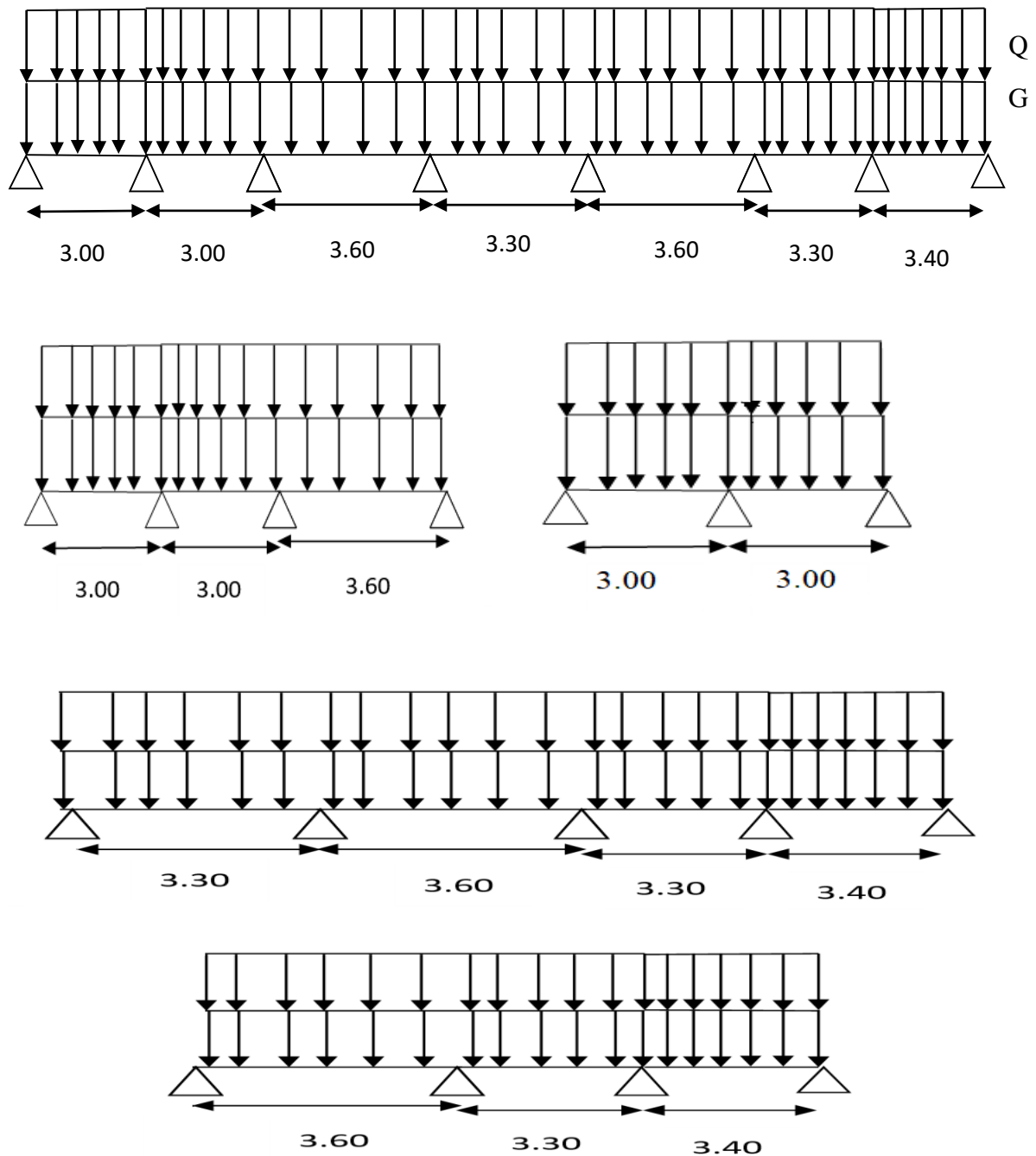


Figure III.5.4 : Schéma des types de poutrelles

**2. Choix de la méthode**

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

- Méthode forfaitaire
- Méthode de caquot
- Méthode des 3 moments

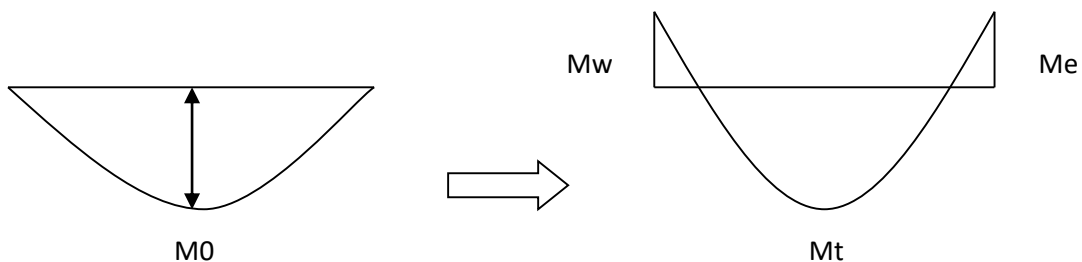
**Tableau III.5.3 : Les conditions d'application de la méthode forfaitaire**

$Q \leq \min(2G, 5KN/m^2)$ On a: $Q \leq \min(2(5.14), 5KN/m^2) \rightarrow 2.5KN/m^2 < 5KN/m^2$	Condition vérifiée
Fissuration non préjudiciable	Condition vérifiée
Les moments d'inerties des sont les mêmes dans les différentes travées	Condition vérifiée
Le rapport successive $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$ avec $\frac{3.40}{3.30} = 1.03, \frac{3.30}{3.60} = 0.92, \frac{3.60}{3.30} = 1.09, \frac{3.60}{3.00} = 1.2$	Condition vérifiée

Nous pouvons appliquer la méthode forfaitaire.

**a. Principe de la méthode forfaitaire**

La méthode forfaitaire consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travées et les moments sur appuis à des fractions fixées forfaitairement de la valeur maximale du moment  $M_0$ , dans la travée dite de comparaison ; c'est-à-dire dans la travée isostatique Indépendante de même portée et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.



**Figure III.5.5 : Schéma du principe de la méthode forfaitaire**

**b. Exposé de la méthode forfaitaire**

- Le rapport ( $\alpha$ ) des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et d'exploitation, en valeurs non pondérées :  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$
- $M_0$  La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison  $M_0 = \frac{ql^2}{8}$  dont  $l$  : longueur entre nus des appuis
- $M_w$  : Valeur absolue du moment sur l'appui de gauche
- $M_e$  : Valeur absolue du moment sur l'appui de droite

- $M_t$  : Moment maximal en travée dans la travée considérée

Les valeurs  $M_w, M_e, M_t$  doivent vérifier les conditions suivantes :

- ❖ Moment en travées :  $M_t \geq \max \{1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha) \times M_0 \} - \frac{M_w+M_e}{2}$
- ❖ Moment en travées Intermédiaire :  $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$
- ❖ Moment en travées de Rive :  $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$

La valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0.6M_0$  Pour une poutre à deux travées
- $0.5M_0$  Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées
- $0.4M_0$  Pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées

### III.5.3. Calcul à l'ELU

#### a. Calcul des efforts internes

##### Application de la méthode forfaitaire

##### ✚ Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$q_s = G + Q$$

$$P_u = q_u \times b, \text{ avec } b = L = 0.65\text{m}$$

$$P_s = q_s \times b, \text{ avec } b = L = 0.65\text{m}$$

Tableau III.5.4 : Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles

	G(KN/m <sup>2</sup> )	Q(KN/m <sup>2</sup> )	q <sub>u</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	q <sub>s</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	P <sub>u</sub> (KN/m)	P <sub>s</sub> (KN/m)
Terrasse	5.83	1	9.37	6.83	6.091	4.439
Etages courants	5.24	1.5	9.324	6.74	6.061	4.381
RDC	5.14	2.5	10.69	7,64	6.94	4.96

#### Calcul du rapport de charge $\alpha$

$$\alpha = \frac{2,5}{2,5 + 5.14} = 0.327$$

✚ Calcul des moments fléchissant

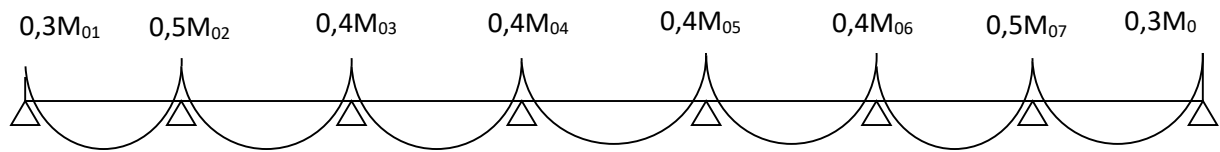


Figure III.5.6 : diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire).

Les moments en travées :

$$M_{01} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6.94 \times 3^2}{8} = 7.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{02} = M_{01} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6.94 \times 3^2}{8} = 7.80 \text{ KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6.94 \times 3.6^2}{8} = 11.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6.94 \times 3.3^2}{8} = 9.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{05} = M_{03} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6.94 \times 3.6^2}{8} = 11.24 \text{ KN.m}$$

$$M_{06} = M_{04} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6.94 \times 3.3^2}{8} = 9.44 \text{ KN.m}$$

$$M_{07} = \frac{ql^2}{8} = \frac{6.94 \times 3.4^2}{8} = 10.02 \text{ KN.m}$$

Les moments aux appuis :

$$M_1 = 0.3M_{01} = 0.3 \times 7.80 = 2.34 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = 0.5 \max(M_{01}, M_{02}) = 0.5 \max(7.80, 7.80) = 0.5 \times 7.80 = 3.9 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = 0.4 \max(M_{02}, M_{03}) = 0.4 \max(7.80, 11.24) = 0.4 \times 11.24 = 4.50 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = 0.4 \max(M_{03}, M_{04}) = 0.4 \max(11.24, 9.44) = 0.4 \times 11.24 = 4.5 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = 0.4 \max(M_{04}, M_{05}) = 0.4 \max(9.44, 11.24) = 0.4 \times 11.24 = 4.50 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = 0.4 \max(M_{05}, M_{06}) = 0.4 \max(11.24, 9.44) = 0.4 \times 11.24 = 4.50 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = 0.5 \max(M_{06}, M_{07}) = 0.5 \max(9.44, 10.02) = 0.5 \times 10.02 = 5.01 \text{ KN.m}$$

$$M_8 = 0.3M_{07} = 0.3 \times 10.02 = 3.00 \text{ KN.m}$$

Vérifier les conditions suivantes :

$$\blacklozenge M_t \geq \max \{ 1.05M_0 ; (1 + 0.3\alpha) \times M_0 \} - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$1 + 0.3\alpha = 1 + 0.3 \times 0.327 = 1.10$$

- $M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0$  (Dans une travée intermédiaire)

$$\frac{1+0.3\alpha}{2} = \frac{1+0.3 \times 0.327}{2} = 0.549$$

- $M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0$  (Dans une travée de rive)

$$\frac{1.2+0.3\alpha}{2} = \frac{1.2+0.3 \times 0.327}{2} = 0.649$$

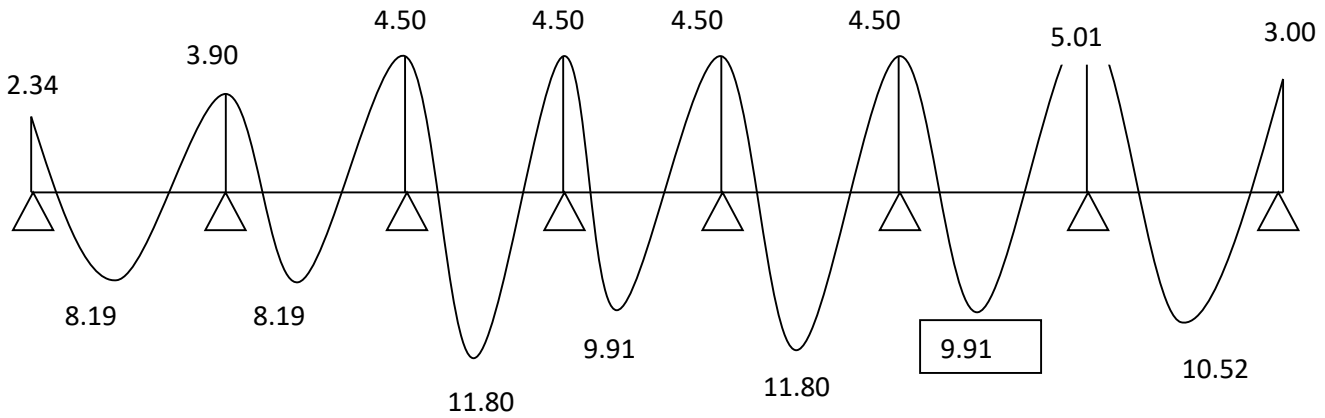


Figure III.5.7 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELU

✚ Calcul des efforts tranchants

$$T_w = \frac{q \times L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L} ; T_e = -\frac{q \times L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

Avec :

$T_w$  : Effort tranchant à gauche de l'appui.

$T_e$  : Effort tranchant à droite de l'appui.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées.

Tableau III.5.5 : Efforts internes à ELU

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
$M_w$	2.34	3,90	4.50	4.50	4.50	5.01	5.01
$M_e$	3.90	4,50	4.50	4.50	4.50	4.50	3.00
$T_w$	10,93	10,61	12,49	11,45	12,49	11,30	11,21
$T_e$	-9,89	-10,21	-12,49	-11,45	-12,49	-11,61	-12,39

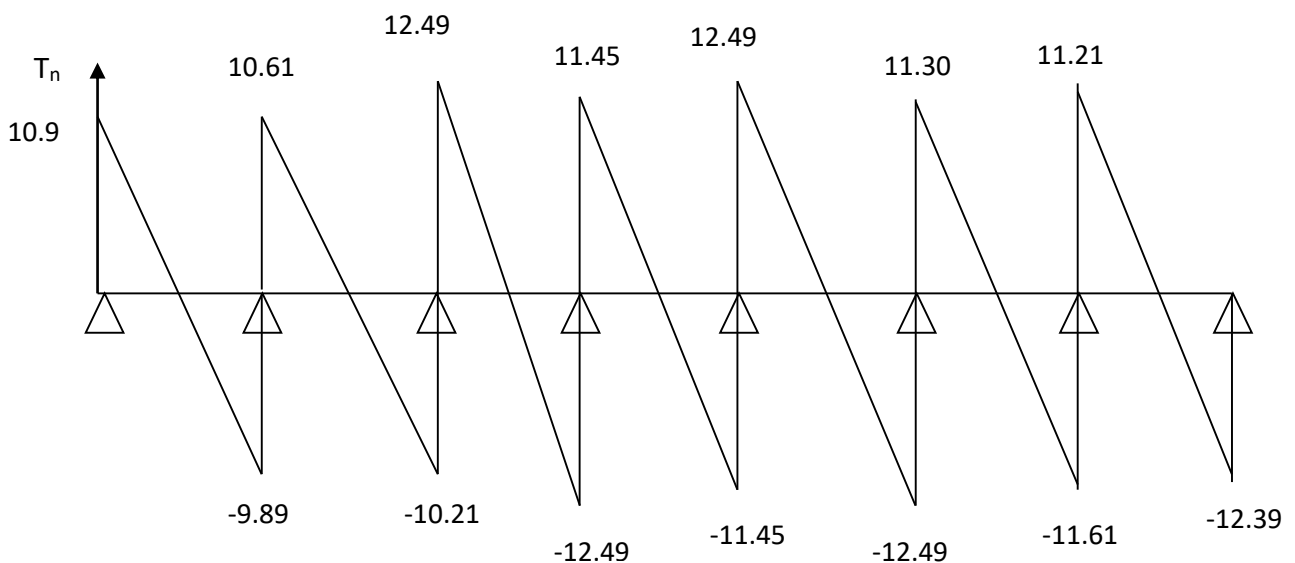


Figure III.5.8 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

III.5.4. **Ferraillage à l'ELU**

Les moments maximums :  $M_a^{\max} = 5.01 \text{KN.m}$

$M_t^{\max} = 11.80 \text{KN.m}$

L'effort tranchant maximum :  $T^{\max} = 12.49 \text{KN}$

a. **Armature en travée**

Tableau III.5.6 : Les armatures en travées

$M_t^{\max} > M_{\text{tab}} \rightarrow$ L'axe neutre est dans la nervure	
$M_t^{\max} < M_{\text{tab}} \rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression	
$M_t^{\max}$	$M_t^{\max} = 11.80 \text{KN.m}$
$M_{\text{tab}}$	$M_{\text{tab}} = bh_0 f_{bu} \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$ $M_{\text{tab}} = (0.65)(0.04)(14.2 \times 10^3) \left( 0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.072 \text{KN.m}$
Vérification	$11.80 < 59.072$ $\rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression d'où la section se calcule comme une section rectangulaire

b. **Calcul des armatures**

Moment réduit  $\mu$  :  $\mu = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$ , avec  $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} = 14.2 \text{MPa}$  et  $\mu_1 = 0.392$

Armature fictive  $A_f$  :  $A_f = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}$  avec  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$  et  $\beta$  (dans l'abaque)

Armature transversale  $A_r$  :  $\phi_t = \left\langle \left\langle \frac{h_t}{35} \mid \frac{b}{10} \mid \phi_1 \right\rangle \right\rangle$

Tableau III.5.7 : Calcul du ferraillage à l'ELU

	Aux appuis	En travée
Les moments (KN.m)	5.01	11.80
Moment réduit $\mu$	$5.01 \times 10^6$ $\frac{5.01 \times 10^6}{12 \times 10 \times (20 \times 10)^2 \times 14.2}$ $\mu = 0.074$	$11.80 \times 10^6$ $\frac{11.80 \times 10^6}{65 \times 10 \times (20 \times 10)^2 \times 14.2}$ $\mu = 0.032$
Vérification $\mu < \mu_1$	$0.074 < 0.392 \rightarrow C.V$	$0.032 < 0.392 \rightarrow C.V$
La section est simplement armée		
Valeur $\beta$	0.962	0.984
Armatures trouvés (cm <sup>2</sup> )	$5.01 \times 10^3$ $\frac{5.01 \times 10^3}{0.962 \times 20 \times 348}$ $A_f = 0.75$	$11.80 \times 10^3$ $\frac{11.80 \times 10^3}{0.984 \times 20 \times 348}$ $A_f = 1.72$
A adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)	1HA12 $\rightarrow$ 1.13 cm <sup>2</sup>	2HA12 $\rightarrow$ 2.26 cm <sup>2</sup>
Armatures transversales $\phi_t = \min \left( \frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b_0}{10} \right)$	$\phi_t = \min \left( \frac{200}{35} ; 12 ; \frac{120}{10} \right) = 5.71 \text{mm}$ On opte pour $\phi_t = 6 \text{mm}$	
Espacement (cm)	$S_t \leq \min\{0.9d, 40\text{cm}\}$ $S_t \leq \min\{0.9(18), 40\text{cm}\} = 16.2\text{m}$ On prend $S_t = 15\text{cm}$	

III.5.5. Vérification à l'ELU

a. Vérification au cisaillement (Art A.5.1.1/BAEL91)

Tableau III.5.8 : Vérification de cisaillement

Vérification de cisaillement		
$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d}$	$T_u^{\max} = 12.49 \text{ KN}$ $b = 12\text{cm}, d = 20\text{cm}$	$\tau_u = \frac{12.49 \times 10^3}{12 \times 10 \times 20 \times 10} = 0.52 \text{ MPa}$
$\bar{\tau}_u = \min\left\{0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma b}, 5\text{MPa}\right\}$	$f_{c28} = 25\text{MPa}$	$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0.20 \times 25}{1.5}, 5\text{MPa}\right\} = 3.33\text{MPa}$
Vérification	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	$0.52 < 3.33 \rightarrow C.V$

b. Vérification à la condition de non fragilité (Art A.4.2.1/BAEL91)

Tableau III.5.9 : Condition de non fragilité

Condition de non fragilité		
A (cm <sup>2</sup> )	En travée	2.26
	Aux appuis	1.13
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	$A_{\min} = \frac{0.23 f_{t28}}{f_e} b d, f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}, f_e = 400\text{MPa}, b = 12\text{cm}, d = 20\text{cm}$ $A_{\min} = \frac{0.23 \times 2.1}{400} \times 12 \times 20 = 0.30 \text{ MPa}$	
Vérification	En travée	$2.26 > 0.30 \rightarrow C.V$
	Aux appuis	$1.13 > 1.413 \rightarrow C.V$

c. Vérification de l'adhérence des barres (Art A.6.1.3/BAEL91)

Tableau III.5.10 : Vérification de l'adhérence des barres

La contrainte d'adhérence $\tau_s$ (MPa)	En travées $\tau_s = \frac{V_u}{0.9 d n \pi \phi}$	$\phi = 12\text{mm}$ $\tau_s = \frac{12.49 \times 10^3}{0.9 \times 20 \times 10 \times 2 \times 3.14 \times 12}$ $\tau_s = 0.92$
	Aux appuis $\tau_s = \frac{V_u}{0.9 d n \pi \phi}$	$\phi = 12\text{mm}$ $\tau_s = \frac{12.49 \times 10^3}{0.9 \times 18 \times 10 \times 1 \times 3.14 \times 10}$ $\tau_s = 1.84$
La contrainte admissible $\tau_{adm}$ (MPa)	$\tau_{adm} = \psi f_{t28},$ $\tau_{adm} = 1.5 \times 2.1$ $\tau_{adm} = 3.15 \text{ MPa}$	
Vérification	En travée	$0.92 < 3.15 \rightarrow C.V$
	Aux appuis	$1.84 < 3.15 \rightarrow C.V$

**d. Longueur du scellement (Art A.6.1.22.1/BAEL91)**

Tableau III.5.11 : Longueur du scellement

$L_s$	$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$ <p>Avec: <math>\phi = 12\text{mm} = 1.2\text{cm}</math>, <math>f_e = 400\text{MPa}</math>,  <math>\sigma_{su} = 0.6\psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835\text{MPa}</math></p> $L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 43.33\text{cm}$ <p>On prend <math>L_s = 45\text{cm}</math></p>
$L_c$	$L_c = 0.4L_s = 0.4 \times 45$ $L_c = 18\text{cm}$

**e. Influence de l'effort tranchant sur le béton (Art A.5.1.3.13/BAEL91)**

Tableau III.5.12 : Influence de l'effort tranchant sur le béton

$V_u^{\max} < 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ab_0$	$V_u^{\max}$	$V_u^{\max} = 12.49\text{KN}$
	$0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ad$	$a = 0.9d = 0.9 \times 20 = 18\text{cm}$ $0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 180 \times 120 \times 10^{-3} = 144\text{KN}$
	Vérification	$12.49\text{KN} < 144 \rightarrow C.V$

**f. Influence de l'effort tranchant sur les armatures (ArtA.5.1.1.3.12/BAEL91)**

Tableau III.5.13 : Influence de l'effort tranchant sur les armatures

Appuis de rives	$A_a \text{ (cm}^2\text{)}$	1.57
	$\frac{V_u^{\max}}{\sigma_{st}}$	$\frac{V_u^{\max}}{\sigma_{st}} = \frac{12.49 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.358\text{ cm}^2$
	Vérification	$A_a \geq \frac{V_u^{\max}}{\sigma_{st}}$ $1.13 > 0.358 \rightarrow C.V$
	Les armatures inférieures ancrées sont suffisantes	
Appuis intermédiaires	$M_u^{\max}$	$M_u^{\max} = 5.01\text{ KN.m}$
	$\frac{\gamma_s}{f_e} \left( V_u^{\max} + \frac{M_{max}}{0.9d} \right)$	$\frac{1,15}{40} \times \left( 12.49 + \frac{5.01}{0,9 \times 0,20} \right) = 0.44$
	Vérification	$M_u^{\max} \geq 0.9dV_u^{\max}$ $1.13 > 0.44 \rightarrow C.V$
	Les armatures inférieures ne sont pas nécessaires	

**g. Vérification des contraintes tangentielles (Art A.5.3.2/BAEL91)**

Tableau III.5.14 : Vérification des contraintes tangentielles

$\sigma_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d}$	$\sigma_u = \frac{12.49 \times 10^3}{650 \times 200} = 0.96 \text{MPa}$
$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{c25}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right\}$	$\bar{\tau}_u = \min \{3.33, 5 \text{MPa}\} = 3.33 \text{MPa}$
Vérification	$\sigma_u \leq \bar{\tau}_u \rightarrow 0.96 < 3.33 \rightarrow C.V$

**Remarque :** Il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement.

**III.5.6. Vérification à l'ELS**

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de durabilité de la construction. Les vérifications sont relatives à :

- État limite d'ouverture des fissures
- État limite de résistance de béton en compression
- État limite de déformation

Pour une section en T, il faut distinguer deux cas selon que l'axe neutre tombe dans la table ou dans la nervure.

- a. L'axe neutre tombera dans la table si :

$$bh_0^2 + 30A'_s(h_0 - d') - 30A_s(d - h_0) \geq 0, \text{ Avec : } A'_s = 0$$

$$65 \times 4^2 - 30 \times 2.26(20 - 4) = 1040 - 1084.8 = 90.8 > 0 \rightarrow C.V$$

Il n'est pas nécessaire de vérifier les autres condition, l'axe neutre tombe dans la table, donc on peut considérer la section en tant qu'une section rectangulaire .

**a. Calcul des efforts internes**

Les moments en travées :

$$M_{01} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4.96 \times 3^2}{8} = 5.58 \text{KN.m}$$

$$M_{02} = M_{01} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4.96 \times 3^2}{8} = 5.58 \text{KN.m}$$

$$M_{03} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4.96 \times 3.6^2}{8} = 8.035 \text{KN.m}$$

$$M_{04} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4.96 \times 3.3^2}{8} = 6.75 \text{KN.m}$$

$$M_{05} = M_{03} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4.96 \times 3.6^2}{8} = 8.035 \text{KN.m}$$

$$M_{06} = M_{04} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4.96 \times 3.3^2}{8} = 6.75 \text{KN.m}$$

$$M_{07} = \frac{ql^2}{8} = \frac{4.96 \times 3.4^2}{8} = 7.16 \text{KN.m}$$

**Les moments aux appuis :**

$$M_1 = 0.3M_{01} = 0.3 \times 5,58 = 1.67 \text{KN.m}$$

$$M_2 = 0.5 \max(M_{01}, M_{02}) = 0.5 \max(5,58,5.58) = 0.5 \times 5.58 = 2.79 \text{KN.m}$$

$$M_3 = 0.4 \max(M_{02}, M_{03}) = 0.4 \max(5.58,8.03) = 0.4 \times 8.03 = 3.21 \text{KN.m}$$

$$M_4 = 0.4 \max(M_{03}, M_{04}) = 0.4 \max(8.03,6.75) = 0.4 \times 8.03 = 3.21 \text{KN.m}$$

$$M_5 = 0.4 \max(M_{04}, M_{05}) = 0.4 \max(6.75,8.03) = 0.4 \times 8.03 = 3.21 \text{KN.m}$$

$$M_6 = 0.4 \max(M_{05}, M_{06}) = 0.4 \max(8.03,6.75) = 0.4 \times 8.03 = 3.21 \text{KN.m}$$

$$M_7 = 0.5 \max(M_{06}, M_{07}) = 0.5 \max(6.75,7.16) = 0.5 \times 7.16 = 3.60 \text{KN.m}$$

$$M_8 = 0.3M_{07} = 0.3 \times 7.16 = 2.15 \text{KN.m}$$

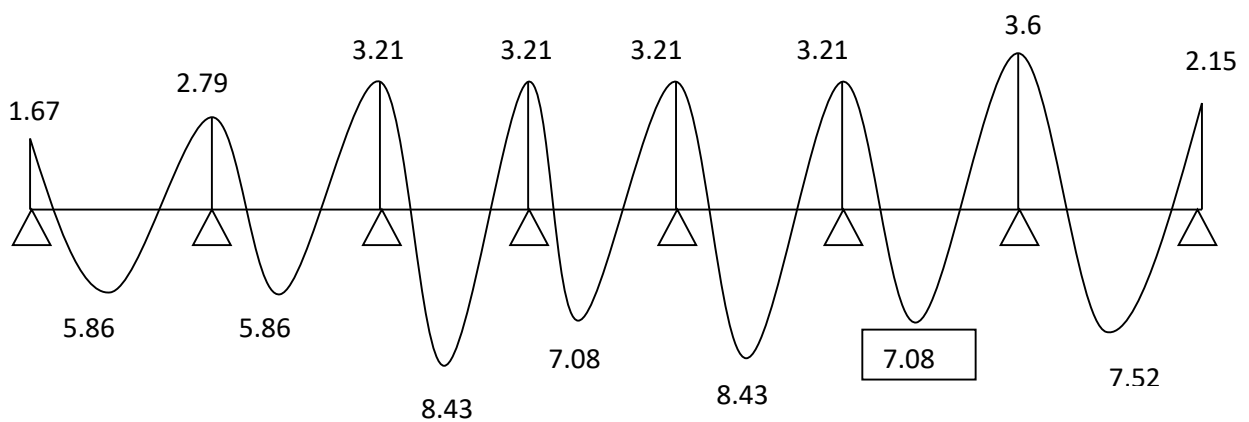


Figure III.5.9 : Diagramme des moments fléchissants à l'ELS

**✚ Calcul des efforts tranchants**

$$T_w = \frac{q \times L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L} ; T_e = -\frac{q \times L}{2} + \frac{M_w - M_e}{L}$$

Avec :

$T_w$ : Effort tranchant à gauche de l'appui.

$T_e$ : Effort tranchant à droite de l'appui.

Le tableau suivant nous donne les valeurs des efforts tranchants dans les différentes travées.

Tableau III.5.15 : Efforts internes à ELU

Travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8
$M_w$	1,67	2,79	3,21	3,21	3,21	3,21	3,6
$M_e$	2,79	3,21	3,21	3,21	3,21	3,6	2,15
$T_w$	7,81	7,58	8,93	8,18	8,93	8,30	8,01
$T_e$	-7,07	-7,30	-8,93	-8,18	-8,93	-8,07	-8,86

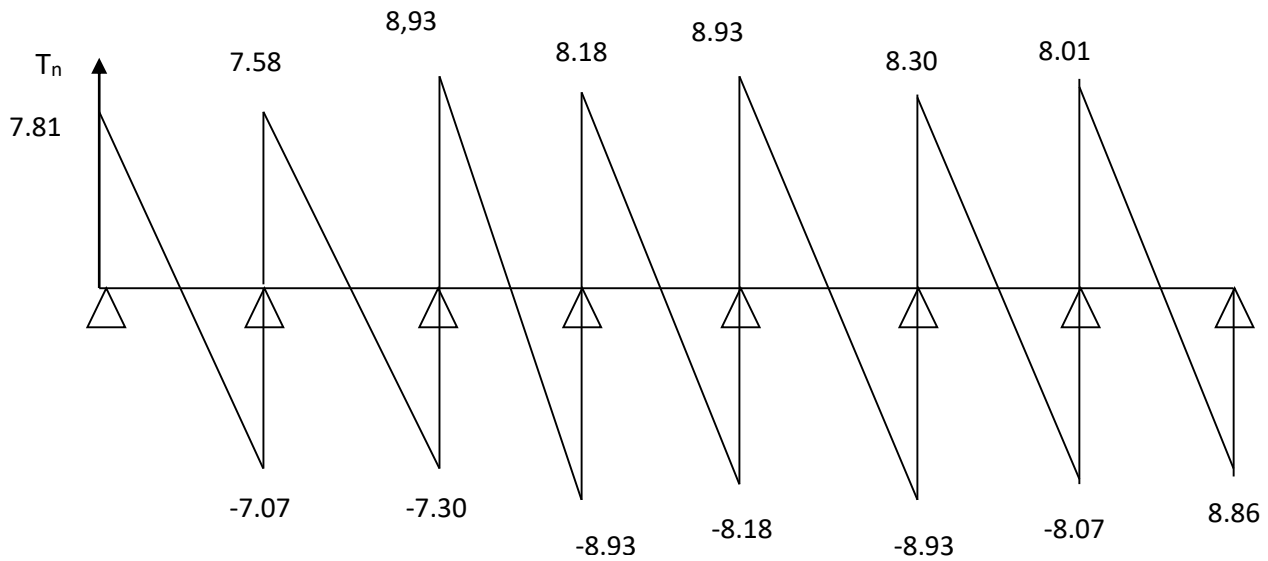


Figure III.5.10 : Diagramme des efforts tranchants a l'ELS

**b. Vérification**

Les moments maximums :  $M_a^{max} = 3.60 \text{ KN.m}$ ,  $M_t^{max} = 8.43 \text{ KN.m}$

L'effort tranchant maximum :  $T^{max} = 8,93 \text{ KN}$

**1. Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures (Art A.5.3.2/BAEL91)**

Tableau III.5.16 : Vérification à l'état limite d'ouverture des fissures

	Aux appuis	En travées
$\rho = \frac{100 \cdot A_a}{bd}$	$A_a = 1.13 \text{ cm}^2$ $\rho = \frac{100 \times 1.13}{12 \times 18} = 0.523$	$A_a = 2.26 \text{ cm}^2$ $\rho = \frac{100 \times 2.26}{65 \times 18} = 0.193$
$\beta$	0.891	0.929
K	30.87	55.42
$\tau_s = \frac{M_{max}}{\beta_1 d A_{st}}$	$\frac{3.60 \times 10^6}{0.891 \times 18 \times 10 \times 1.13 \times 10^2}$ $\tau_s = 198.64 \text{ MPa}$	$\frac{8.43 \times 10^6}{0.929 \times 18 \times 10 \times 2.26 \times 10^2}$ $= 223.06 \text{ MPa}$
$\tau_{bc} = \frac{\tau_s}{K}$	$\tau_{bc} = \frac{142.97}{30,87} = 6,43 \text{ MPa}$	$\tau_{bc} = \frac{223.06}{55.42} = 4.02 \text{ MPa}$
Vérification dans le béton $\tau_{bc} < 15 \text{ MPa}$	$6.43 < 15 \text{ MPa} \rightarrow C.V$	$4.02 < 15 \text{ MPa} \rightarrow C.V$
Vérification dans l'acier $\tau_s < 348 \text{ MPa}$	$198.64 < 348 \text{ MPa} \rightarrow C.V$	$223.06 < 348 \text{ MPa} \rightarrow C.V$

Remarque : Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

2. Vérification à l'état limite de déformation (Art B.6.8.424/BAEL91)

Tableau III.5.17 : Vérification à l'état limite de déformation

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{22}$	$h = 65\text{cm} = 0.65\text{m}, L = 3.60\text{ m}$
	$\frac{h}{L} = \frac{0.20}{3.60} = 0.055$
	$\frac{1}{22} = 0.045$
	$0.055 > 0.045 \rightarrow C.V$
$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$	$f = 400\text{MPa}$
	$\frac{4.2}{f_e} = 0.0105$
	$A : \text{section des armatures } A = 2.26\text{cm}^2$ $b = 65\text{cm}, d = 18\text{cm},$
	$\frac{A}{b \times d} = \frac{2.26}{65 \times 18} = 1.93 \times 10^{-3}$
	$1.93 \times 10^{-3} < 0.0105 \rightarrow C.V$
$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{h}{L} = \frac{0.2}{3.60} = 0.055$
	$M_t = 8.43\text{KN.m} \rightarrow \text{moment max en travée}$ $M_0 = 8.03\text{KN.m} \rightarrow \text{moment max de la travée isostatique}$
	$\frac{M_t}{10M_0} = \frac{8,43}{10(8.03)} = 0.010$
	$0.10 > 0.055 \rightarrow C.V$

**Remarque :** Vu que les conditions sont vérifiées il n'est nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

### III.6. Les balcons

Les dalles sont des pièces planes et minces dont les dimensions en plan sont nettement supérieures à l'épaisseur. Elles reposent avec ou sans continuité sur deux, trois ou quatre appuis constitués par des poutres ou des murs, elles ont pour rôle :

- résistance (supporter leur poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation).
- l'isolation thermique et acoustique.
- la protection contre l'incendie.



Figure III.6.1 : Un balcon avec une vue sur plan

#### III.6.1. Pré dimensionnement

Les balcons à calculer sont les balcons en dalle pleine qui ont pour dimensions :

Largeur : 1,50 m

Longueur : 3.60 m

Le balcon est constitué d'une dalle pleine reposant sur la poutre de rive avec un garde corps de hauteur  $h=1\text{m}$  en brique creuse de 10cm d'épaisseur

L'épaisseur de la dalle pleine est donnée par

$$e > \frac{L}{10} = \frac{150}{10} = 15 \text{ cm}$$

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

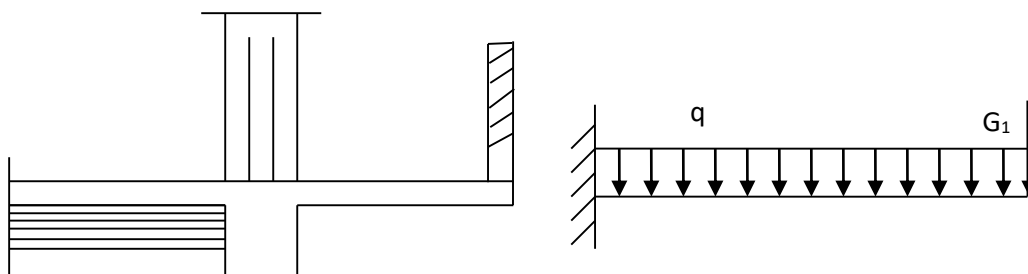


Figure III.6.2 : Schéma statique d'un balcon

**III.6.2. Détermination des sollicitations de calcul**

Le balcon se calcule comme une console soumise au :

- Poids des revêtements
- Poids propre de la dalle
- Poids su grand-corps
- Surcharge d’exploitation

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

**III.6.2.1. Les charges permanentes et charges d’exploitations**

**a. Les charges permanentes**

Charge G due à la dalle en béton arme .....  $G = 5,65 \text{ KN/ml}$

**b. Charges concentrés**

Poids propre du garde corps..... $g = 1.3 \times 1 \text{ KN}$ .

**c. charges d’exploitation**

Selon le (DTR C 2-2) pour une construction à usage d’habitation et service, la surcharge d’exploitation est définie telle que  $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$

**III.6.2.2. Combinaisons de charges**

Tableau III.6.1 : Combinaison de charges

	ELU	ELS
	$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$	$q_s = G + Q$
La dalle	$q_{u1} = 1.35(5.65) + 1.5(3.5) = 12.877 \text{ KN/m}$	$q_s = 5.65 + 3.5 = 9.15$
Le garde corps	$q_{u2} = 1.35(1.3) = 1.755 \text{ KN}$	$q_s = 1.3 \text{ KN}$
La main courante	$q_{u3} = 1.5(1) = 1.5 \text{ KN}$	$q_s = 1 \text{ KN}$

**III.6.3. Calcul des moments et des efforts tranchants à l’ELU**

**a. Le moment fléchissant :**  $M_u = q_{u1} \times \frac{l^2}{2} + q_{u2} \times l$

$$M_u = 12.877 \times \frac{1.50^2}{2} + 1.755 \times 1.50$$

$$M_u = 17.15 \text{ KN.m}$$

**b. L’effort tranchant :**  $T_u = q_{u1} \times l + q_{u2}$

$$T_u = 12.877 \times 1.50 + 1.755$$

$$T_u = 21.07 \text{KN}$$

### III.2.4. Calcul du ferrailage à l'ELU

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m en flexion simple,

Tableau III.6.2 : Récapitulatif des dimensions de balcon

H	La hauteur	15cm	
B	La largeur	100cm	
c=c'	L'enrobage	2cm	
D	d=h-c	13cm	

**Moment réduit  $\mu$  :**  $\mu = \frac{M}{bd^2f_{bu}}$ , avec  $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta\gamma_b} = 14.2 \text{MPa}$  et  $\mu_1 = 0.392$

**Armature A :**  $A = \frac{M}{\beta d \sigma_{st}}$  avec  $\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$  et  $\beta$  (dans l'abaque)

**Armature de répartition  $A_r$  :**  $A_r = \frac{A}{4}$

Tableau III.6.3 : Calcul de ferrailage à l'ELU

Les moments (KN.m)	17,15
Moment réduit $\mu$	$\mu = \frac{17.15 \times 10^6}{100 \times 10 \times (13 \times 10)^2 \times 14.2} = 0.072$
Vérification $\mu < \mu_1$	$0.072 < 0.392 \rightarrow C.V$
Valeur $\beta$	0.963
Armatures (cm <sup>2</sup> )	$A = \frac{17.15 \times 10^6}{0.963 \times 13 \times 10 \times 348} = 3.93$
A adoptée (cm <sup>2</sup> /ml)	4HA12 → 4.52 cm <sup>2</sup>
Espacement st (cm)	25
Armatures de répartitions $A_r$ (cm <sup>2</sup> )	1,13
Armatures adoptées (cm <sup>2</sup> /ml)	4HA10 → 3.14 cm <sup>2</sup>
Espacement st (cm)	25

**III.6.5. Vérification à l'ELU**

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

On doit vérifier  $A \geq A_{min}$

Tableau III.6.4 : Vérification a non fragilité

Condition de non fragilité	
A(cm <sup>2</sup> )	A = 4.52 cm <sup>2</sup>
A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}, f_e = 400 \text{ MPa}, b = 100 \text{ cm}, d = 13 \text{ cm}$ $A_{min} = \frac{0.23 \times 2.1}{400} \times 100 \times 13$ $A_{min} = 1.57$
Vérification	4.52 > 1.57 → C.V

**b. L'adhérence des barres (A.6.1.3/BAEL 91 modifier 99)**

La contrainte d'adhérence  $\tau_s$  doit être inférieure à la valeur limite ultime  $\tau_{sadm}$

Tableau III.6.5 : Vérification de l'adhérence des barres

Vérification de l'adhérence des barres		
La contrainte d'adhérence $\tau_s$ (MPa)	$\tau_s = \frac{V_u}{0.9d \sum \mu}$ $\tau_s = \frac{V_u}{0.9d4\pi\phi}$	$\phi = 12 \text{ mm}$ $17.207 \times 10^3$ $\tau_s = \frac{17.207 \times 10^3}{0.9 \times 13 \times 10 \times 4 \times 3.14 \times 12}$ $\tau_s = 1.40$
La contrainte admissible $\tau_{adm}$ (MPa)	$\tau_{adm} = \psi f_{t28}$ Avec : $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$ $\Psi = 1.5$	$\tau_{adm} = 1.5 \times 2.1$ $\tau_{adm} = 3.15 \text{ MPa}$
Vérification	$\tau_s \leq \tau_{adm}$	1.40 < 3.15 → C.V

**c. L'espacement des barres**

Tableau III.6.6 : Vérification de l'espacement des barres

Armatures principales	$S_{tmax} \leq \min \{3h, 33\text{cm}\}$	$S_{tmax} \leq \min \{3(15), 33\text{cm}\} = 33\text{cm}$	25 < 33cm → C.V
Armatures de répartitions	$S_{tmax} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\}$	$S_{tmax} \leq \min \{4(15), 45\text{cm}\} = 45\text{cm}$	25 < 45cm → C.V

**d. Longueur du scellement droit (ancrage) (Art A-6.1.22.1/BAEL 91)**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction et de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

Tableau III.6.7 : Vérification de La longueur de scellement droit

Longueur de scellement droite		
$L_s = \frac{\phi f_e}{4\tau_{su}}$	$\phi = 12\text{mm}$ $f_e = 400\text{MPa}$ $\tau_{su} = 0.6\Psi^2 f_{t28} = 2.835\text{MPa}$	$L_s = \frac{12 \times 400}{4 \times 2.835} = 423.3\text{mm}$ $L_s = 42.33\text{cm}$
$L_c = 0.4L_s$	$L_s = 42.33\text{cm}$	$L_c = 0.4(42.33)$ $L_c = 16.93\text{cm}$

**e. Vérification de l'effort tranchant**

Tableau III.6.8 : Vérification de l'effort tranchant

Vérification de l'effort tranchant		
$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd}$	$T_u^{\max} = 120.07 \text{ KN}$ $b = 100\text{cm}, d = 13\text{cm}$	$\tau_u = \frac{20.07 \times 10^3}{100 \times 10 \times 13 \times 10}$ $\tau_u = 0.154\text{MPa}$
Les balcons ne sont pas exposé aux intempéries les fissurations sont donc considérées comme étant peu nuisibles		
$\bar{\tau}_u = \min\{0.13f_{c28}, 5\text{MPa}\}$	$f_{c28} = 25\text{MPa}$	$\bar{\tau}_u = \min\{0.13(25), 5\text{MPa}\} = 3.25$ $\bar{\tau}_u = 3.25\text{MPa}$
Vérification	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	$0.154 < 3.25 \rightarrow C.V$

**f. Influence de l'effort tranchant**

Tableau III.6.9 : Vérification d'influence de l'effort tranchant

Influence de l'effort tranchant		
$T_u^{\max} \leq \bar{T}_u$	$T_u^{\max}$	$T_u^{\max} = 20.07\text{KN}$
	$\bar{T}_u = \frac{0.4f_{c28} \times 0.9bd}{\gamma_b}$	$\bar{T}_u = \frac{0.4 \times 25 \times 10^3 \times 0.9 \times 1 \times 0.13}{1.5} = 780\text{KN}$
	Vérification	$20.07 < 780 \rightarrow C.V$

### III.6.6. Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELS

a. Le moment fléchissant :  $M_s = q_{s1} \times \frac{l^2}{2} + q_{s2} \times l$

$$M_s = 9.15 \times \frac{1.50^2}{2} + 1.3 \times 1.50$$

$$M_s = 12.24 \text{KN.m}$$

b. L'effort tranchant :  $T_s = q_{s1} \times l + q_{s2}$

$$T_s = 9.15 \times 1.50 + 1.3$$

$$T_s = 15.02 \text{KN}$$

### III.6.7. Vérification à l'ELS

a. Etat limite d'ouverture des fissures (BAEL91. Art. 5.34)

La fissuration est considérée comme peu nuisible, Donc aucune vérification n'est à effectuer.

b. Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

Tableau III.6.10 : Vérification des contraintes dans le béton et l'acier

Le moment	$M = 12.24 \text{KN.m}$
A	$A_{st} = 4.52 \text{cm}^2$
$\rho = \frac{100 \cdot A_a}{bd}$	$\rho = \frac{100(4.52)}{100 \times 13} = 0.347$
	D'après l'abaque : $\beta = 0.909$ $K_1 = 39.95$
$\tau_s = \frac{M_{\max}}{\beta_1 d A_{st}}$	$\tau_s = \frac{12.24 \times 10^6}{0.909(130)(4.52 \times 10^2)} = 229.15 \text{MPa}$
$\tau_{bc} = \frac{\tau_s}{K}$	$\tau_{bc} = \frac{229.15}{39.95} = 5.73 \text{MPa}$
Vérification dans le béton $\tau_{bc} < 15 \text{MPa}$	$5.73 < 15 \text{MPa} \rightarrow C.V$
Vérification dans l'acier $\tau_s < 348 \text{MPa}$	$229.15 < 348 \text{MPa} \rightarrow C.V$

**Remarque :** Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

**c. Etat limite de déformation (Art B.6.8.424/BAEL 91)**

Tableau III.6.11 : Etat limite de déformation

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$	$h = 15\text{cm} = 0.15\text{m}, L = 1.50\text{m}$
	$\frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.50} = 0.1$
	$\frac{1}{16} = 0.0625$
	$0.1 > 0.0625 \rightarrow C.V$
$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$	$f = 400\text{MPa}$
	$\frac{4.2}{f_e} = 0.0105$
	A: section des armatures $A = 4.52\text{cm}^2$ $b = 100\text{cm}, d = 13\text{cm},$
	$\frac{A}{b \times d} = \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0034$
	$0.0034 < 0.0105 \rightarrow C.V$
$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{h}{L} = \frac{0.15}{1.50} = 0.10$
	$M_t = 7.776 \text{ KN.m} \rightarrow$ moment max en travée $M_0 = 9.148 \text{ KN.m} \rightarrow$ moment max de la travée isostatique
	$\frac{M_s}{10M_u} = \frac{12.24}{10(17,15)} = 0.071$
	$0.1 > 0.071 \rightarrow C.V$

**Remarque :** Vu que les conditions sont vérifiées il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche (BAEL /B.6.5.2).

# *Chapitre IV*

## *Modélisation de la Structure*

**Introduction :**

A l'heure actuelle, on dispose de nombreux programmes basés sur la méthode des éléments finis (MEF), permettant le calcul automatique de diverses structures. Il est donc indispensable que tout ingénieur connaisse les bases de la MEF, et comprenne également le processus de la phase de solution. Cette compétence ne peut être acquise que par l'étude analytique du concept de la MEF et la connaissance des techniques en rapport avec l'utilisation de ces outils de calcul. Cette étude se fixe comme objectif la présentation des notions fondamentales de calcul automatique d'un point de vue essentiellement physique tout en considérant le code de calcul dans son efficacité opératoire, c'est-à-dire en tant qu'outil destiné à l'utilisateur professionnel.

Ce dernier pourra alors en tenant compte des considérations précédentes, formuler son problème de calcul des structures et contrôler presque sans efforts les résultats fournis par l'ordinateur.

**Concept de base de la MEF :**

La méthode des éléments finis est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux.

La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

La structure étant ainsi subdivisée, peut être analysée d'une manière similaire à celle utilisée dans « la théorie des poutres ». Pour chaque type d'élément, une fonction de déformation de forme polynomiale qui détermine la relation entre la déformation et la force nodale peut être dérivée sur la base de principe de l'énergie minimale, cette relation est connue sous le nom de la matrice de rigidité de l'élément.

Un système d'équations algébriques linéaires peut être établi en imposant l'équilibre de chaque nœud, tout en considérant inconnus les déformations au niveau des nœuds.

La solution consiste donc à déterminer ces déformations, en suite les forces et les contraintes peuvent être calculées en utilisant les matrices de rigidités de chaque élément.

**Description du logiciel ETABS :**

**ETABS (EXTENDED THREE DIMENSIONS ANALYSIS OF BUILDING SYSTEMS)** est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments.

Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI...etc.*). En plus de sa spécificité pour le calcul des bâtiments, **ETABS** offre un avantage certain par rapport aux autres codes de calcul à utilisation plus étendue.

En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une descente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle.

De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.). **ETABS** permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (**AUTOCAD, SAP2000** et **SAFE**).

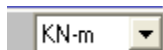
**Etapes de Modélisation :**

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail, on utilisera la version 9.7.4 dont les Principales étapes sont les suivantes :

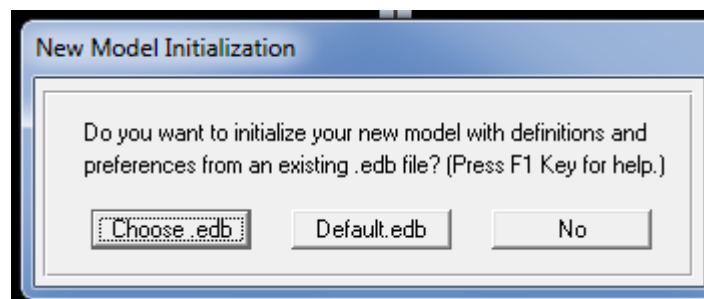
- ✓ Introduction de la géométrie de la structure à modéliser ;
- ✓ Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton ;
- ✓ Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voiles, dalles,.....)
- ✓ Dessin de la structure
- ✓ Définition des charges et surcharges (G et Q) ;
- ✓ Introduction des combinaisons d'actions ;
- ✓ Définition du séisme (Introduction du spectre de réponse selon le RPA99/version 2003 ) ;
- ✓ Spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes) ;
- ✓ Exécutions de l'analyse et visualisation des résultats.

❖ **La modélisation**➤ **Choix des unités :**

On doit choisir un système d'unités pour la saisie de données dans L'ETABS. Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et les déplacements.

**Géométrie de base :**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **file** puis **New model** ou bien (**ctrl+n**).

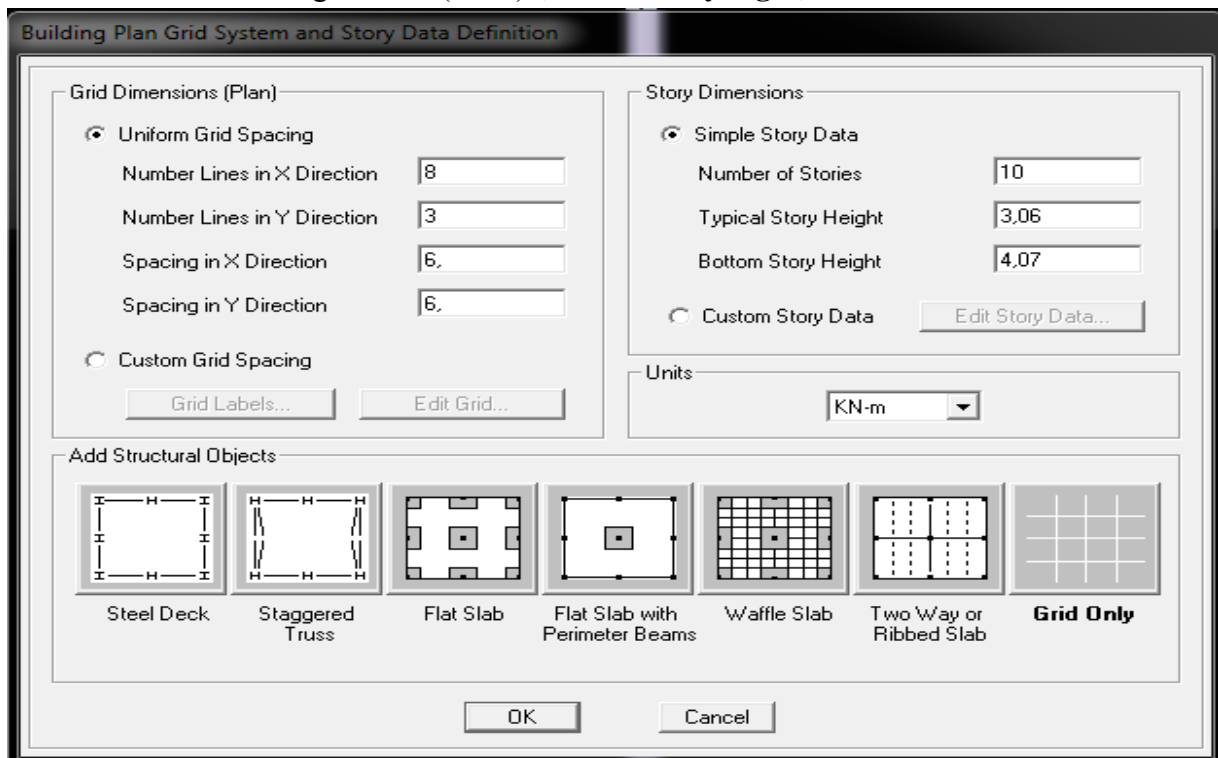


- ✓ « **Choose. edb** » : Utilisée afin d'obtenir les caractéristiques des matériaux et les cas de charge d'un modèle existant.
- ✓ « **Default. edb** » : Utilisée pour créer un nouveau fichier par défaut.
- ✓ « **No** » : Utilisée pour créer un nouveau fichier vierge.

Dans notre cas on a choisi « Default. edb ». Après avoir cliqué sur la commande on aperçoit une fenêtre qui permet d'introduire les paramètres suivants :

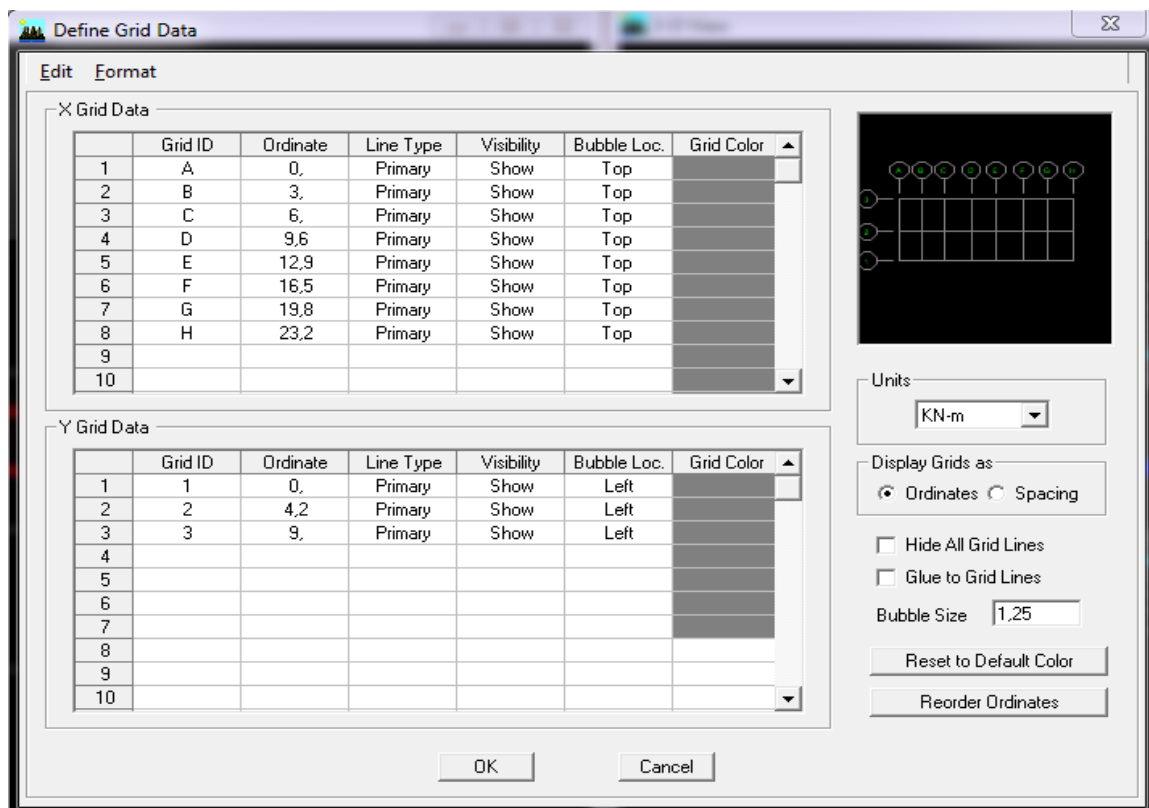
- ❖ Le nombre des lignes dans la direction X (**Number lines in X direction**)
- ❖ Le nombre des lignes dans la direction Y (**Number lines in Y direction**)
- ❖ Nombre de travées dans le sens de Y (**Number of bays along Y**)
- ❖ Hauteur d'étage (**story High**)
- ❖ Longueur de travée dans le sens de X (**Spacing in X direction**) (Entre axes)
- ❖ Longueur de travée dans le sens de Y (**Spacing in Y direction**) (Entre axes)
- ❖ Le nombre d'étage (**Number of stories**)
- ❖ La hauteur d'étage courant (**typical story High**)

❖ La hauteur d'étage en bas (RDC) (**bottom story height**)



Dans le cas où les travées sont de longueurs différentes, les options **Custum Grid Spacing** et **Edit Grid** permettent d'accéder à l'interface ci-dessous qui permet la modification des longueurs des entre-axes.

Ca donne cette fenêtre :



Ok Ok

De même manière, si les hauteurs d'étages ne sont pas constantes, les options **Custum Story Data** et **Edit Story Data** permettent la correction des hauteurs d'étages introduites précédemment

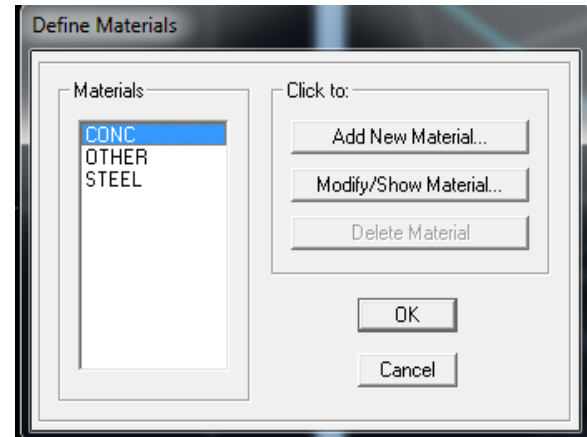
➤ **Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton:**

On clique sur **Define** puis **Materialproprietes** au en utilisant le raccourci suivant

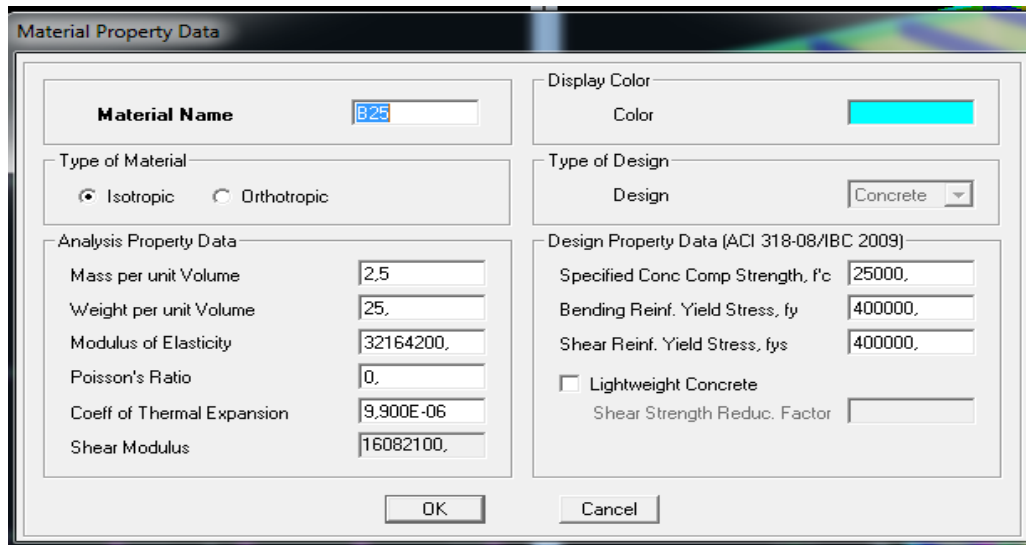


Nous sélectionnons le matériau **CONC** et on clique sur **Modify /Show Material**, et on apporte les modifications des paramètres :

- ✓ La masse volumique
- ✓ Module d'élasticité
- ✓ Résistance caractéristique de béton à 28 jours ( $f_{c28}$ )
- ✓ Limite élastique de l'acier longitudinal ( $f_e$ )
- ✓ Limite élastique de l'acier transversal



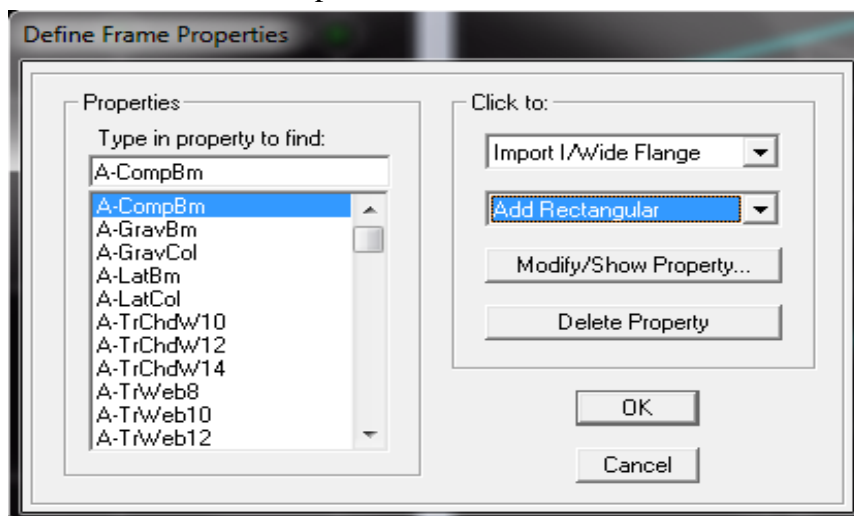
Dans la fenêtre suivante :



**Spécification des propriétés géométriques des éléments :**

Dans cette étape on définit des nouvelles propriétés géométriques des éléments (Poutre, poteaux, dalle, voile...). Nous commençons d'abord par affecter les sections des poteaux et ceci de la manière suivante :

Nous choisissons le menu **Define** puis **Frame sections** au en utilisant le raccourci suivant.

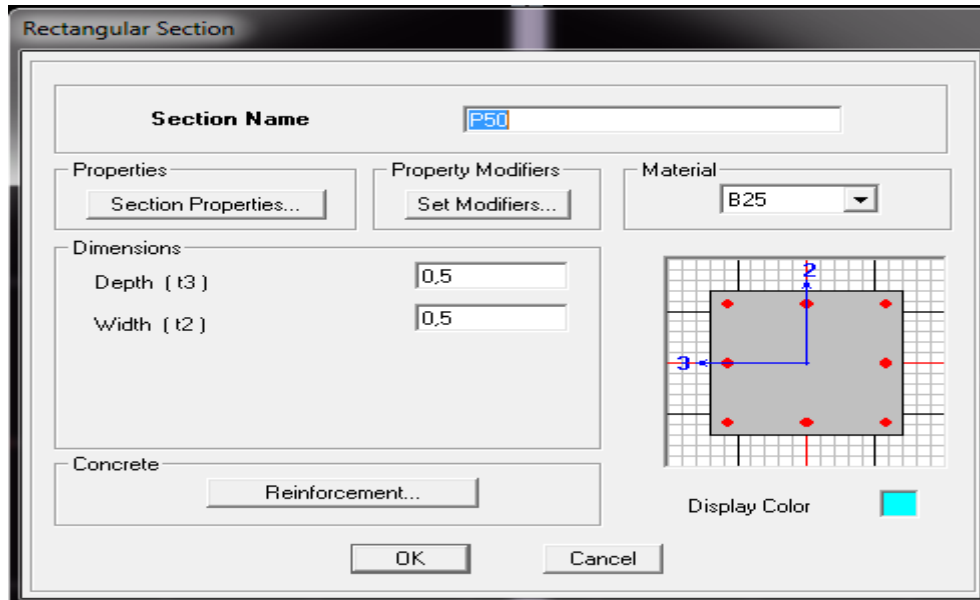


Nous commençons d'abord par supprimé toutes les profiles des sections standard donné pas l'Etabs on sélectionne toute ces sections et on clique sur **delete property**

On clique sur la liste d'ajout des sections et on sélectionne **AddRectangular** (dans la deuxième liste à droite de la boîte) pour ajouter une section rectangulaire (les sections en béton armé du bâtiment à modéliser sont rectangulaires).

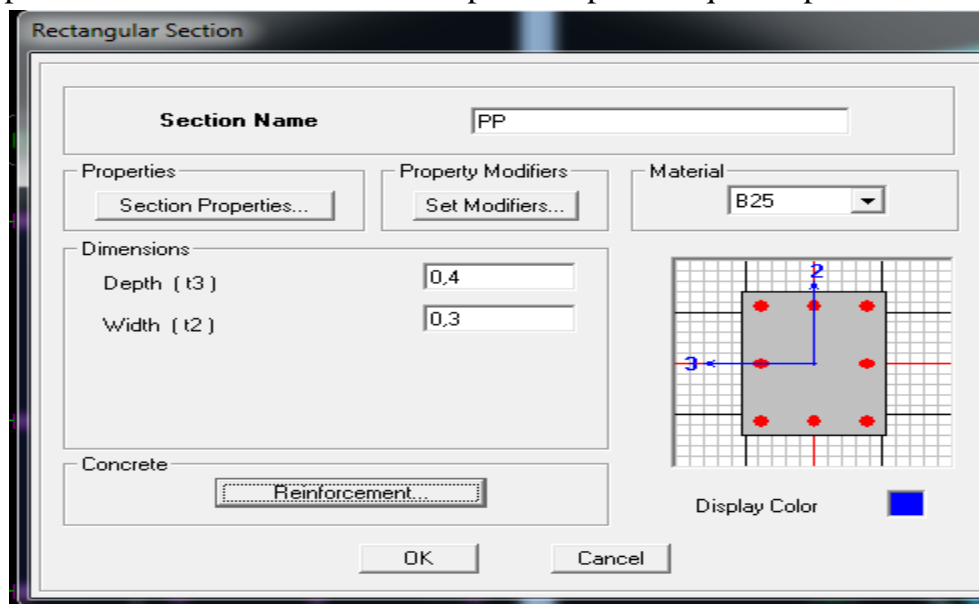
La boîte de dialogue suivante permet de définir la géométrie de la section :

- ✓ -Nom de la section **Section Name**
- ✓ choisir dans la liste des matériaux **Concrete** qui veut dire béton : **Material-CONC**
- ✓ Hauteur : **Depth**
- ✓ Largeur : **width**

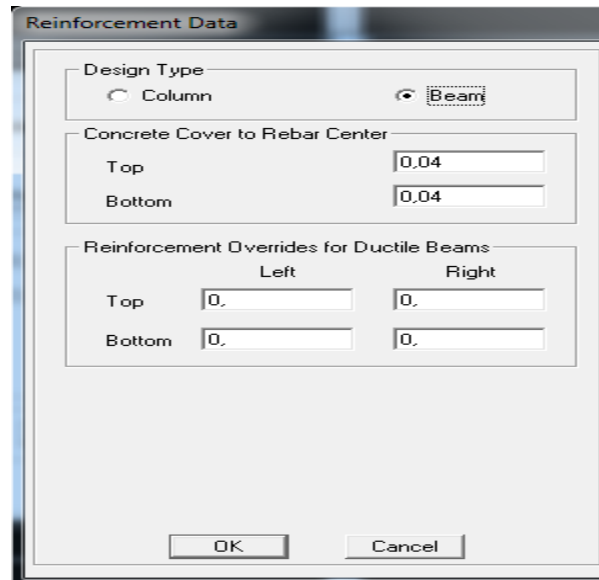


On fait les mêmes étapes pour les autres sections (P45\*35,P40\*40,P35\*35)


Nous procéderont de la même manière pour les poutres que les poteaux

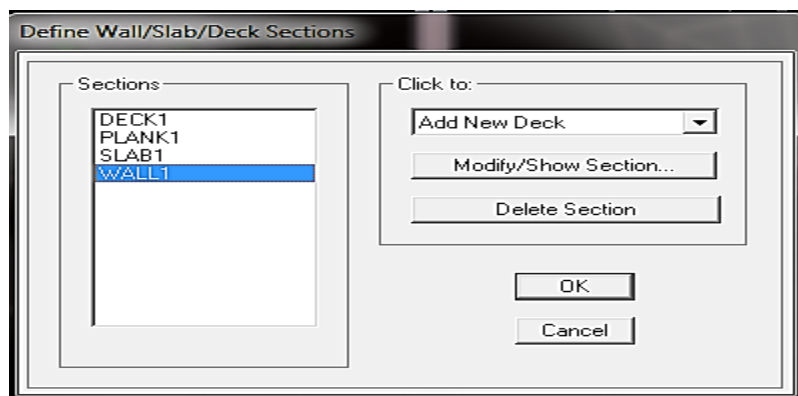


En sélection **Reinforcement** après **Beam** pour les poutres



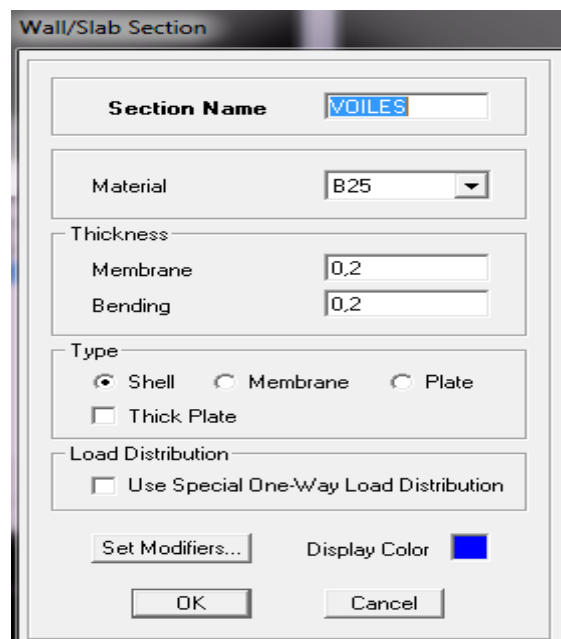
Nous allons passer aux éléments **plaques** (plancher, dalle pleine, voile).

On choisit le menu **Defineet wall/slab** au en utilisant le raccourci suivant  .



### Définition des voiles :

Clique sur **Add New wall**, une nouvelle fenêtre va apparaître; là où il faut introduire un nom pour la section du voile et son épaisseur



Définition des plancher et des dalles pleine

Clique sur **Add New Slab**, une nouvelle fenêtre va apparaître; là où il faut introduire un nom pour la section du voile et son épaisseur



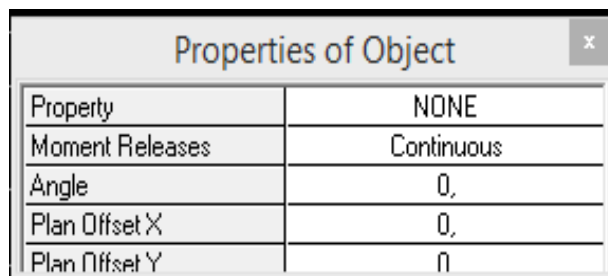
Dessin des éléments de la structure

Pour affecter les sections précédentes aux différents éléments on doit suivre les étapes ci-après :

➤ Pour les poteaux :

On choisit le menu *Draw* ⇒ *Draw Line objects* ⇒ *Create Columns in Region or at Clicks* au en utilisant le raccourci suivant

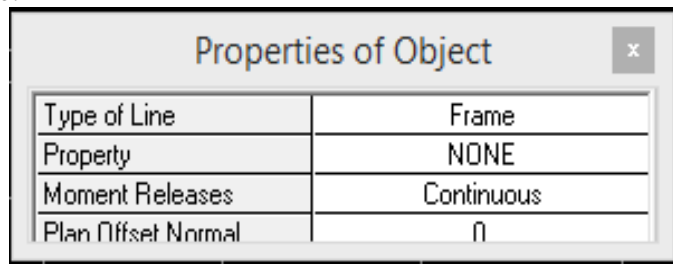
Une fenêtre s'affiche (*proprietés of Object*) ⇒ *None* on choisit le nom de la section (pot 40\*40 par exemple) on valide.




➤ Pour la poutre :

On choisit le menu *Draw* ⇒ *Draw Line objects* ⇒ *Create Lines in Region or at Clicks* au en utilisant le raccourci suivant

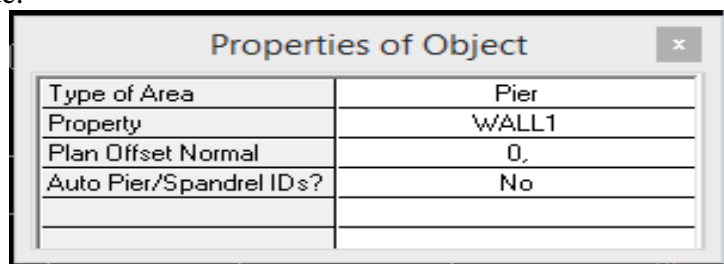
Une fenêtre s'affiche (*proprietés of Object*) ⇒ *Property* on choisit le nom de la section (**PP** par exemple) on valide.




➤ **Pour les voiles :**

On choisit le menu *Draw* ⇒ *Draw Line objects* ⇒ *Draw Lines* au en utilisant le raccourci suivant 

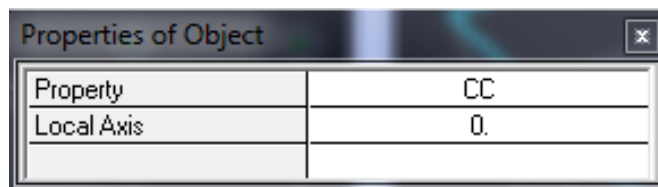
Une fenêtre s'affiche (*proprietés of Object*) ⇒ *Property* on choisit le nom de la section (**V1** par exemple) on valide.



➤ **Pour les plancher et les dalles pleine :**


On choisit le menu *Draw* ⇒ *Draw Area objects* ⇒ *Create Areas at Clicks* au en utilisant le raccourci suivant 

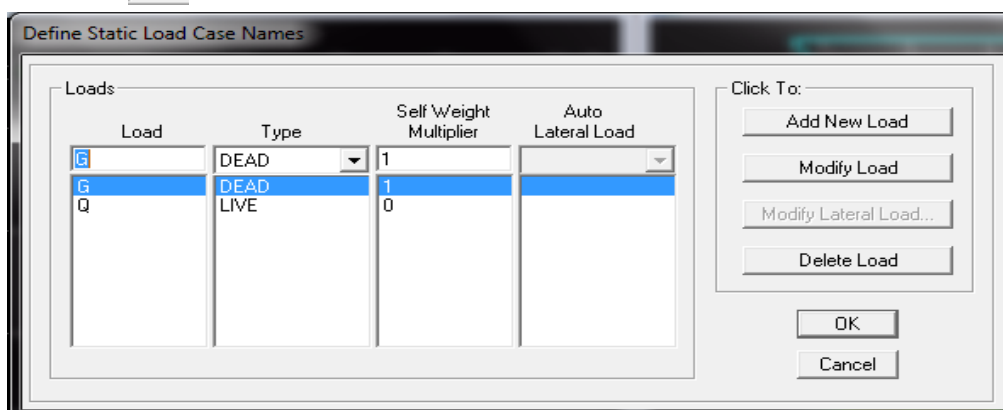
Une fenêtre s'affiche (*proprietés of Object*) ⇒ *Property* on choisit le nom de la section (**CC** par exemple) on valide.



**Définition des charges et surcharges (G et Q)**

**charges statiques :**

Choisir dans le menu déroulant : **Define** ⇒ **Static load cases** au en utilisant le raccourci suivant 




Pour les charges permanentes : entrer **G** comme nom (**Load**) et **DEAD** comme type et 1 comme multiplication interne (Self weight multiplier) et cliquer sur **add newLoad**.

Pour les surcharges : **Q** comme nom et **live** pour type et **0** comme coefficient interne (**Add new load**) – **OK**.

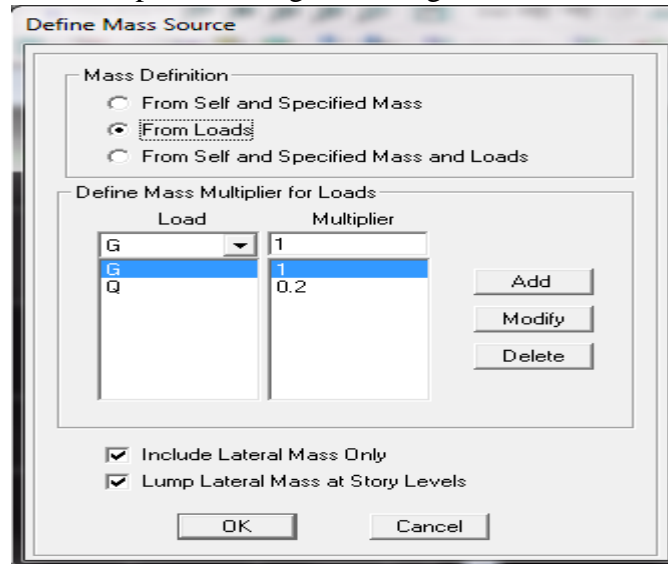
**Masse-Source (masse revenant à chaque plancher)**

La masse des planchers est supposée en leurs centres de masse qui sont désignés par la notion de **Masse Source**

Pour créer ces masses on passe par **define** puis **masse source** au en utilisant le raccourci suivant . Une fenêtre sera apparaître


On donne la valeur 1 pour la charge Permanente.

On donne la valeur 0,2 pour la charge Surcharge.

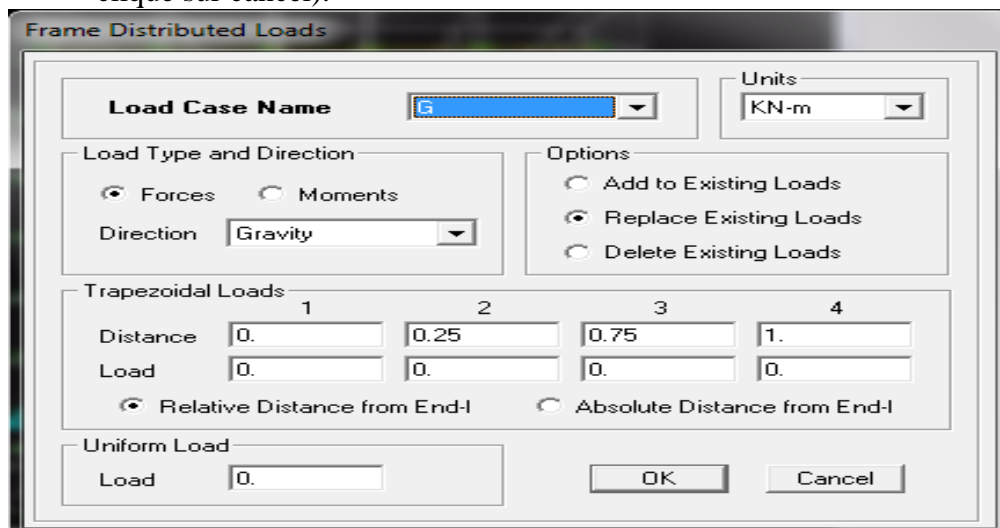



**Chargement :**

Charger les éléments barres ( Poutres )

Après la sélection de l'élément à charger, on clique sur **Assign** ⇒ **Frame/Line Loads** ⇒ **distributed** au en utilisant le raccourci suivant  qui se trouve dans la barre d'outil dans la boite de dialogue qui apparaît On aura à spécifier :

- Le nom de la charge
- son type (force ou moment)
- sa direction
- La valeur et le point d'application, enfin on valide avec **OK** (pour annuler on clique sur **cancel**).



Pour charger un voile on clique sur 

Pour charger les plancher et les dalles pleine

**Charge dynamique (EX et EY)**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse.

Le spectre est une courbe de réponse maximal d'accélération (**Sa/g**) pour un système à un degré de liberté Soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période propres **T**.

**1) Régularité en plan :**

Le bâtiment doit présenter une configuration **sensiblement** symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses

La somme des dimensions des parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée ne doit pas excéder 25% de la dimension totale du bâtiment dans cette direction.

**2) Régularité en élévation :**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.

Aussi bien la raideur .que la masse des différents niveaux restent constants ou diminuent progressivement et sans chargement brusque de la base au sommet du bâtiment

**3) Conditions minimales sur les files de contreventement :**

Chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5.

Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement

**Redondance en plan :**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

**4) Contrôle de la qualité des matériaux et suivi de chantier:**

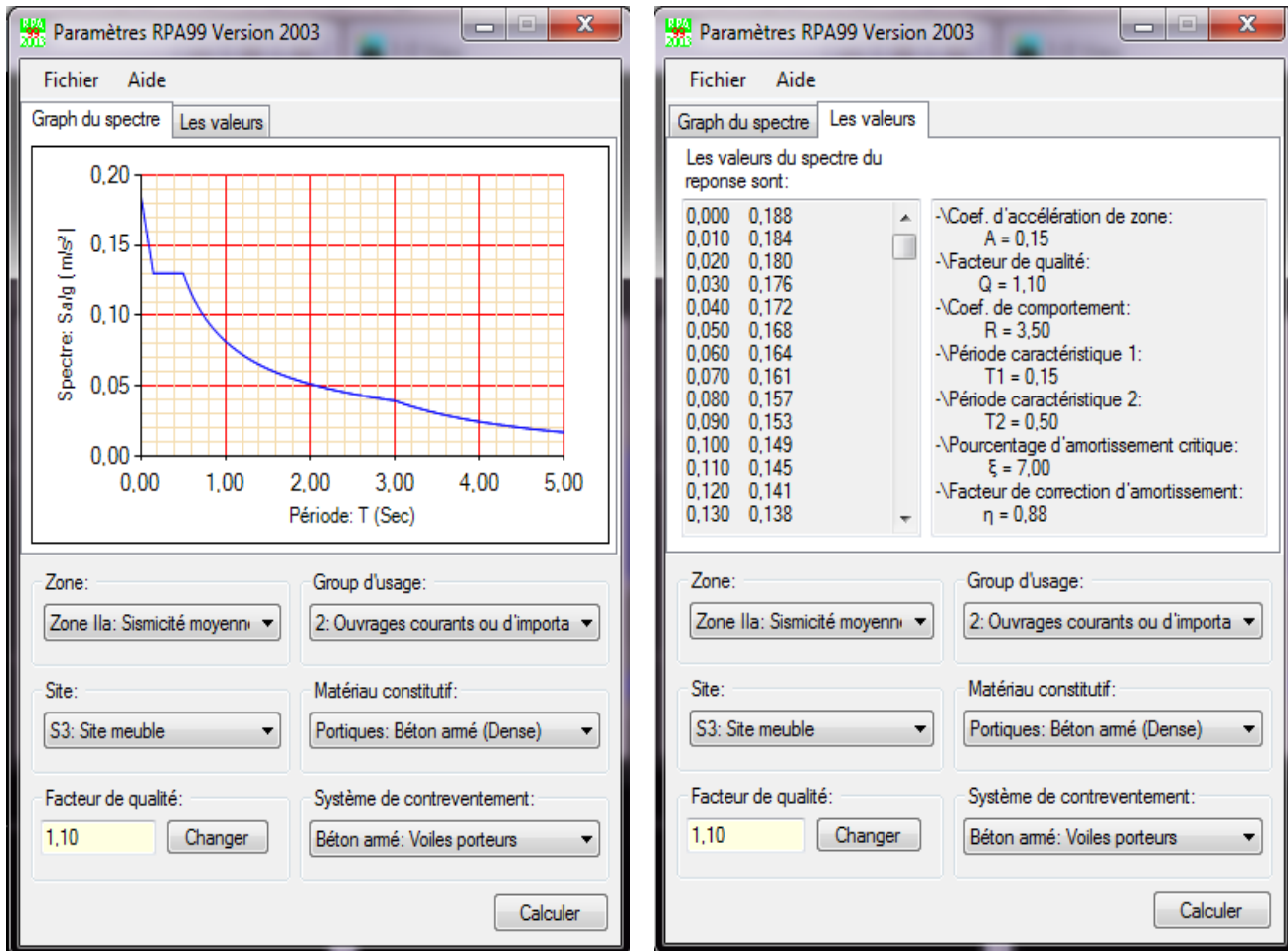
Ces deux critères sont obligatoirement respectés depuis le séisme de 2003.

Facteur de qualité (Q) :RPA version 2003 Page 29 Formule (4-4) $Q=1+\sum P_q$			
Observation de critère	Q		Observation
	Oui	Non	
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0	0,05	Non
2. Redondance en plan	0	0,05	Non
3. Régularité en plan	0	0,05	Oui
4. Régularité en élévation	0	0,05	Oui
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	0,05	Oui
6. Contrôle de qualité de l'exécution	0	0,1	Oui
$Q=1+\sum P_q$	1,10		

**Données à introduire dans le logiciel**

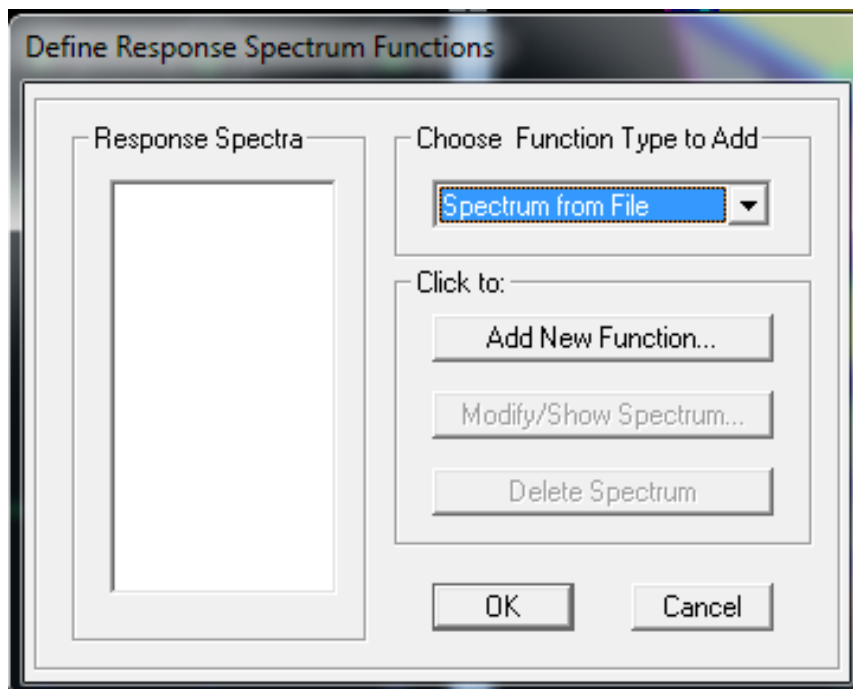
- ◆ Coefficient d'accélération de zone (**A**) : (groupe d'usage 2 et la zone IIa) **A=0.15**
- ◆ Coefficient comportement de la structure (**R**) : **on prend R = 3.5**
- ◆ Facteur de qualité (**Q**) : **Q =1+Σpq = 1.10**
- ◆ Coefficient d'amortissement  $\xi=7\%$ (portique en béton armé) et  $\xi =10\%$  (structure en voiles).
- ◆ Catégorie de site : **S3**

On ouvre l'application en cliquant sur l'icône **RPA99**

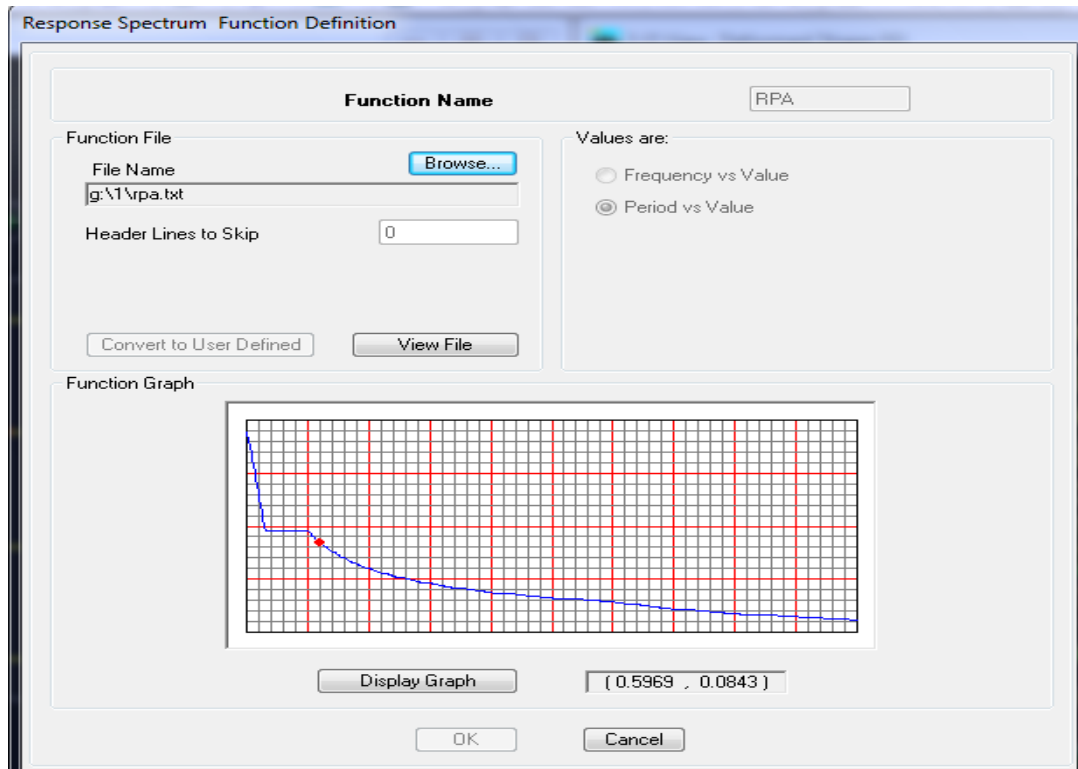


Calculer Après fichier ⇒ Enregistré on va choisir ⇒ l'emplacement du dossier et le Nom ⇒ Enregistré

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur : **define** ⇒ **response spectrum**



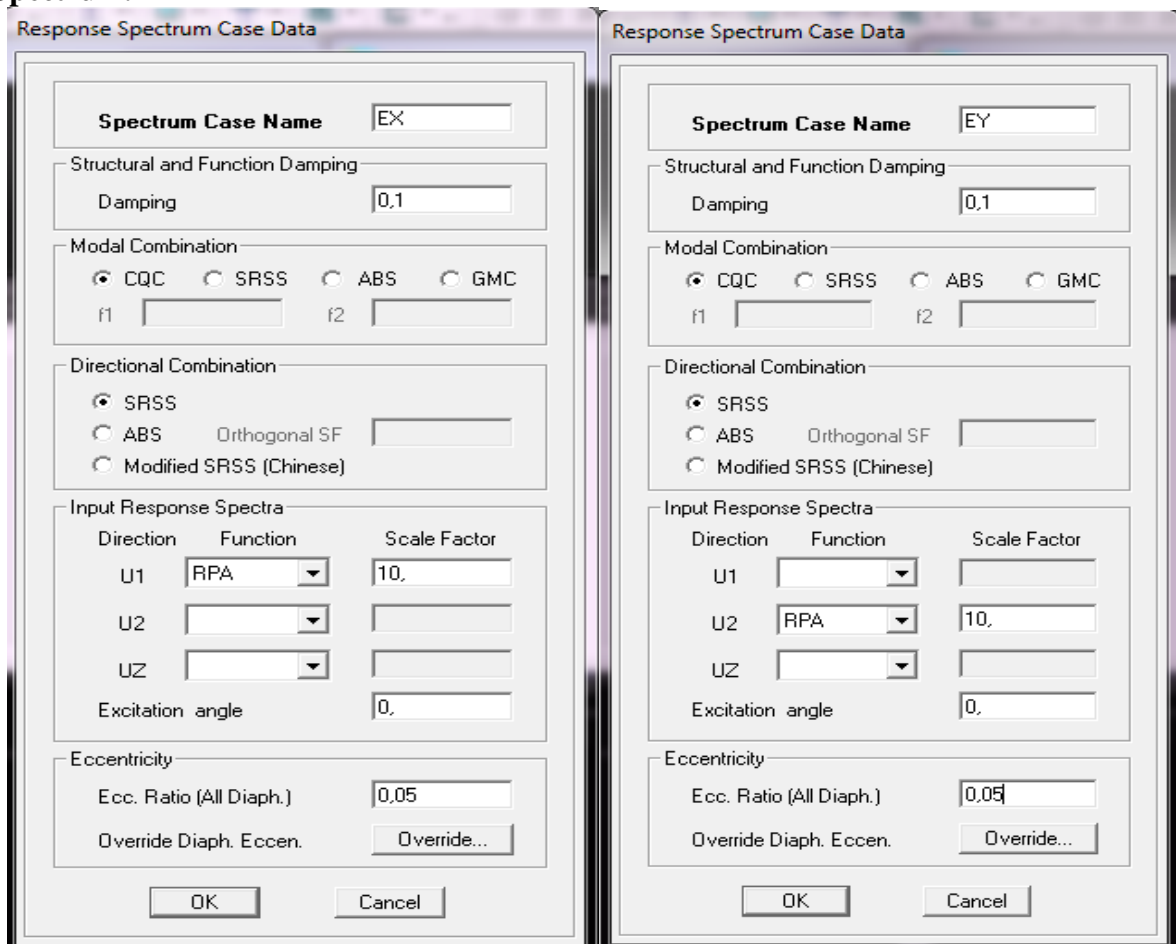
⇒ spectrum from file ⇒ Add New Function



Complete le tableau, **Browse** ramené le **RPA** déjà enregistré **Display graph** **Covert to used defined** ⇒ ok

**Définition de la charge sismique E**

Une fois que le spectre est défini, on va définir la charge sismique E suivant les deux directions X et Y, on clique sur : **Define** ⇒ **Response Spectrum Cases** ⇒ **Add New Spectrum**.



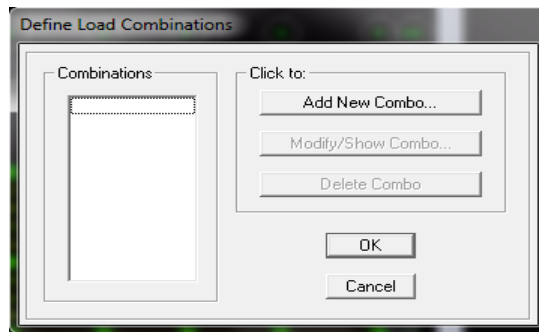
**Introduction des combinaisons d’actions :**

Les combinaisons d’actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations est définie comme suit :

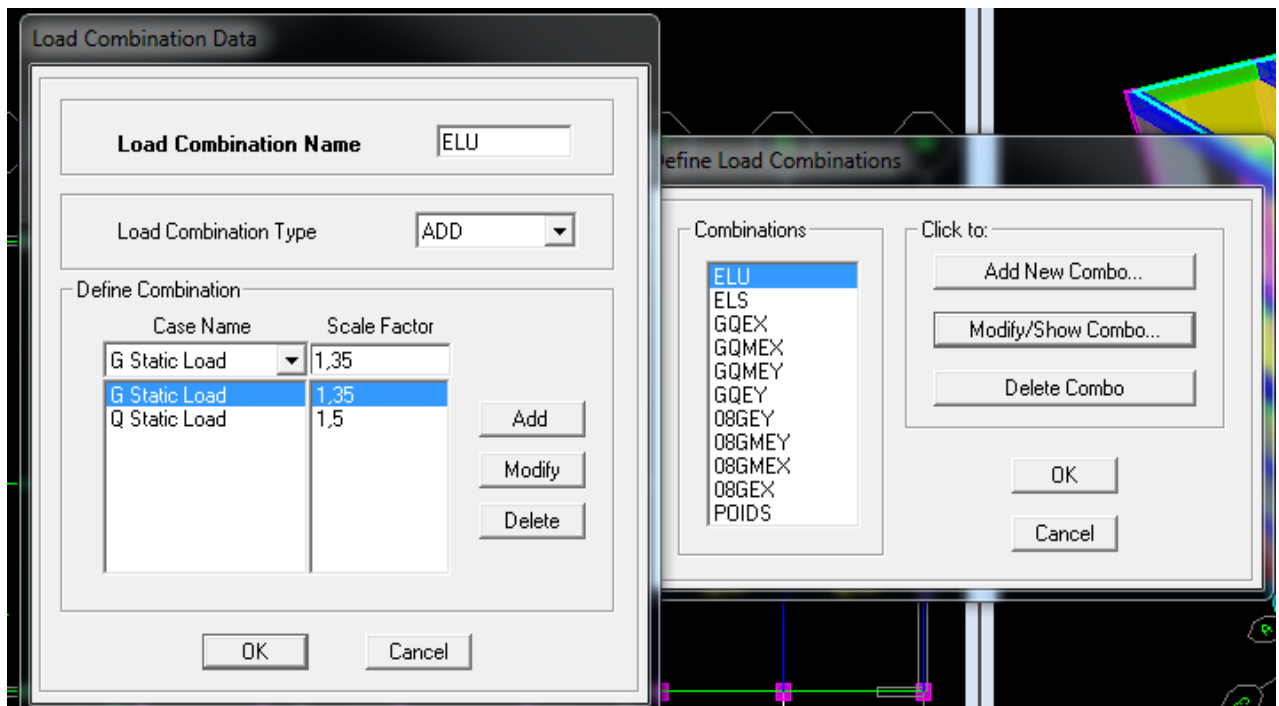
- **Combinaisons selon le BAEL :**  
 $ELU : 1.35G + 1.5Q$  ,  $ELS : G + Q$
- **Combinaisons selon le RPA :**  
 $G + Q \pm Ex$  ,  $G + Q \pm Ey$  ,  $0.8G \pm Ex$  ,  $0.8G \pm Ey$
- **Combinaisons de poids :**  
 $W = G + 0.2Q$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :**Define⇒load Combinations**

au en utilisant le raccourci suivant  .




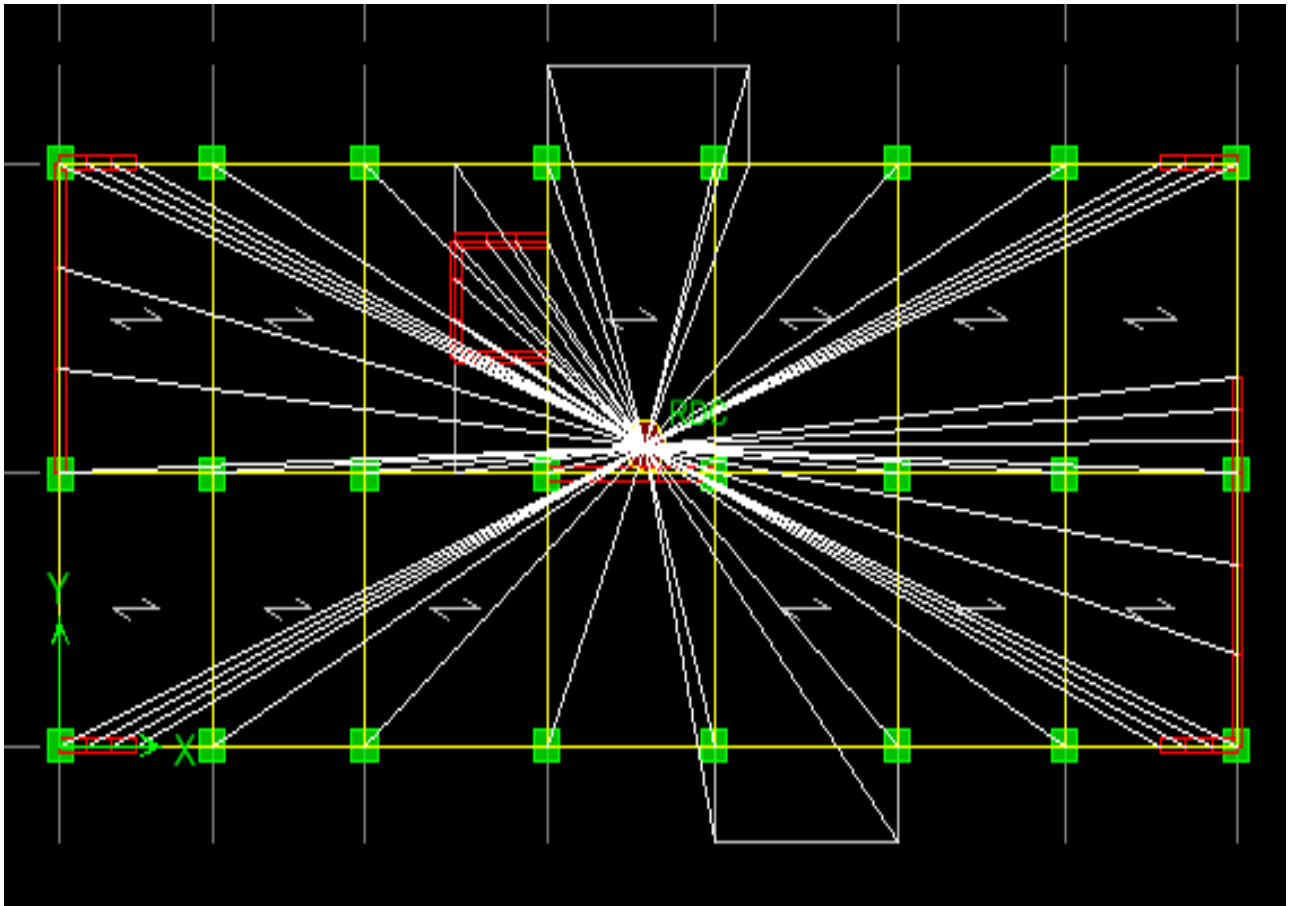
⇒ **Add New Combo ⇒ Choisir le nom ⇒définir le coefficient.**



OK ⇒ OK

**Diaphragmes**

Les plancher sont modélisés comme infiniment rigide dans leurs plans « diaphragmes » et se sont assignés au plancher en sélectionnant les plancher un à un on clique ensuite sur l’icône  ou en suivant les étapes suivantes : **Assign→ joint/point→ Diaphragme Add New Diaphragm.**




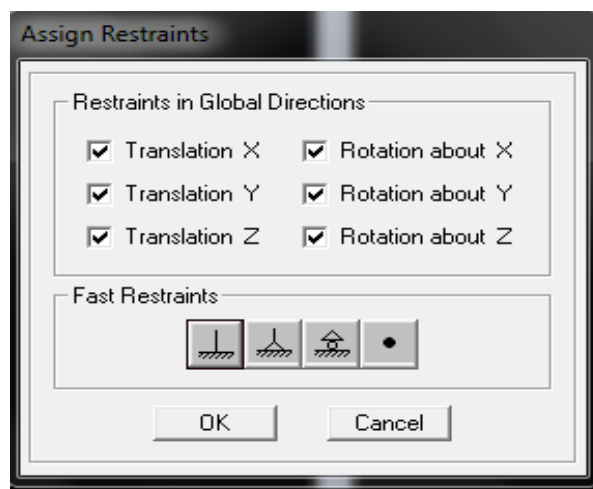
Après introduit le nom du diaphragme dans la case diaphragme on clique sur OK pour valider,

En refait la même opération pour chaque plancher.

**Appuis :**

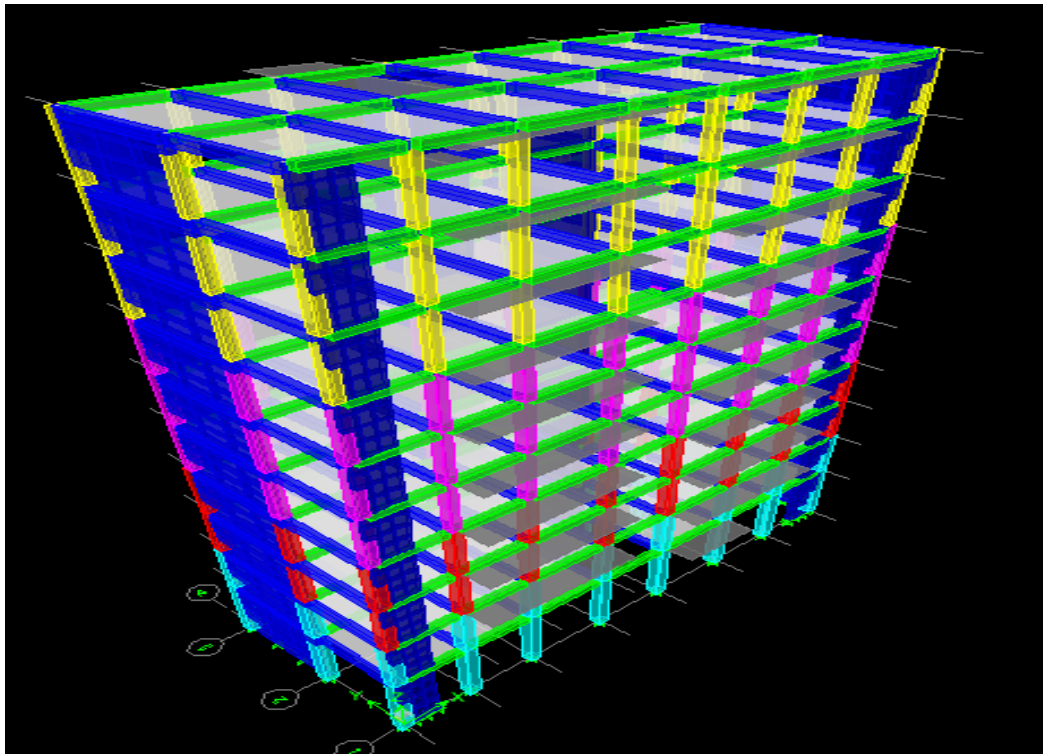
Introduire le type d'appui pour les poteaux et les voiles à la base de la structure

**Assign** ⇒ **Joint/point** ⇒ **Restraints** au en utilisast le raccourci suivant :  .



Les poteaux et les voiles sont supposés être **parfaitement encastré** dans les fondations .

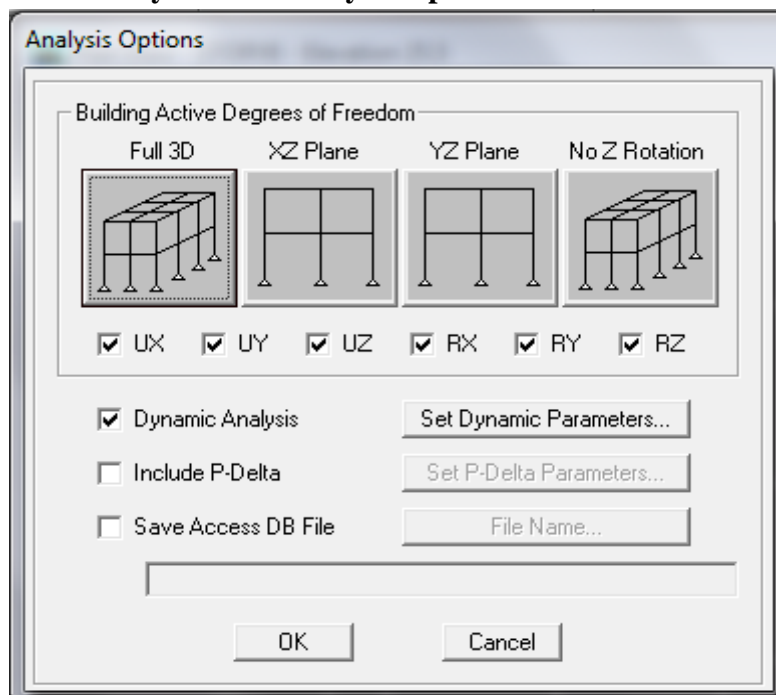
Après avoir réalisé toutes ces étapes, on obtient la vue en 3D ci-dessous :



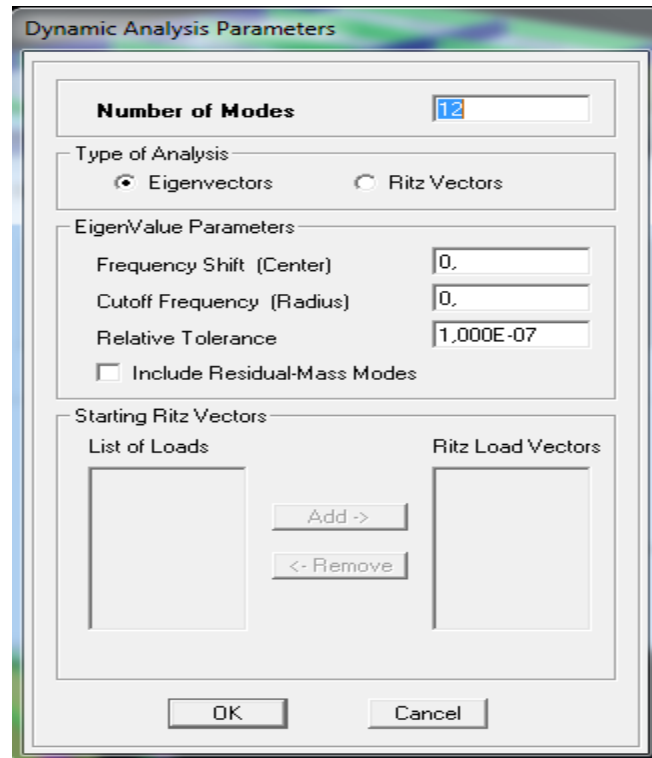
### Analyse de la structure

Cette étape consiste à démarrer l'exécution du problème mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier les modes propres en conciliation et la création d'un fichier et l'indication de son contenu.

### Modes de vibration : Analyze ⇒ Set analysis Options



Cocher **Dynamic Analysis** et cliquer sur **Set Dynamic parameters**



On spécifie le nombre de modes à prendre en considération la ou s'est écrit **Nombre of modes** et on valide avec **OK**. Valider une autre fois dans la fenêtre de **Analysis option**.

On lance l'Analyse⇒**Run(F5)**,

# **Vérification des Résultats**

## **Chapitre V**

**V. Introduction :**

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels, en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions. Le règlement parasismique algérien (**RPA99**) prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation des constructions de manière à assurer un degré de protection acceptable.

**V.1. Vérification de l'effort normal réduit RPA99 modifiée 2003 (l'Art.7.4.3)**

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

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

$N_d$  : Effort normal maximal ;

$B_c$  : Section du poteau ;

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

**Tableau V.1:** L'effort normal réduit dans les poteaux

POTEAUX	$N_d$ (kN)	$B_c$ (cm <sup>2</sup> )	$F_{c28}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	V	Observation
50 X 50	1742,99	2500	2,5	0,279	<b>v&lt;0.3 condition vérifiée</b>
45 X 45	1348,61	2 025	2,5	0,266	<b>v&lt;0.3 condition vérifiée</b>
40 X 40	989,71	1600	2,5	0,247	<b>v&lt;0.3 condition vérifiée</b>
35 X 35	489,38	1 225	2,5	0,160	<b>v&lt;0.3 condition vérifiée</b>

- Vérification de la période fondamentale  $T$  [Art 4.2.4 RPA 99/2003]

On estimera la valeur de la période fondamentale à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

- $h_N$  : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N. D'où :  $h_N = 31,61$  m
- $C_T$  : Coefficient, fonction de système de contreventement, du Type de remplissage et donnée par le tableau 4.6 de RPA. D'où :  $C_T=0.05$

Donc :

$$T_{RPA} = 0.05(31.61)^{3/4}$$

$$T_{RPA} = 0,666 \text{ sec}$$

Après avoir calculé la période empirique  $T_{RPA}$  il y aura lieu de la majorer de 30% :

$$T_{maj} = T_{RPA} + 0.3 T_{RPA}$$

$$T_{maj} = 0,699 + 0.199 \quad \text{D'où : } T_{maj} = 0,866 \text{ sec}$$

- ✓ A partir des tableaux donnés par le logiciel ETABS après l'analyse on tire le

$T_{numérique}$  :

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

	Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
▶	1	0,812105	69,9630	0,6192	69,9630	0,6192	0,0028
	2	0,626075	0,5634	67,8457	70,5265	68,4649	0,2213
	3	0,453471	0,0003	0,2347	70,5268	68,6996	68,1580
	4	0,223104	15,9245	0,1583	86,4513	68,8578	0,0017
	5	0,145869	0,2382	19,9702	86,6894	88,8281	0,1141
	6	0,104131	0,0496	0,1531	86,7390	88,9811	20,3999
	7	0,100733	6,2413	0,0645	92,9803	89,0456	0,1629
	8	0,064913	0,0719	6,4823	93,0521	95,5279	0,0478
	9	0,058416	3,1706	0,0348	96,2227	95,5627	0,0010
	10	0,046382	0,0001	0,0477	96,2228	95,6104	6,5661
	11	0,039948	0,0086	2,5384	96,2314	98,1488	0,0332
	12	0,039156	1,7544	0,0009	97,9858	98,1497	0,0006

⏪ ⏩ ⏴ ⏵

OK

FigureV.1 : Résultats d'analyse dynamique ETABS

T numérique c'est la valeur la plus défavorable des périodes données par le tableau ci-dessus en fonction des modes propres de vibrations

Donc : T numérique = 0.812 sec

**Tableau V.2** : Tableau récapitulatif des périodes

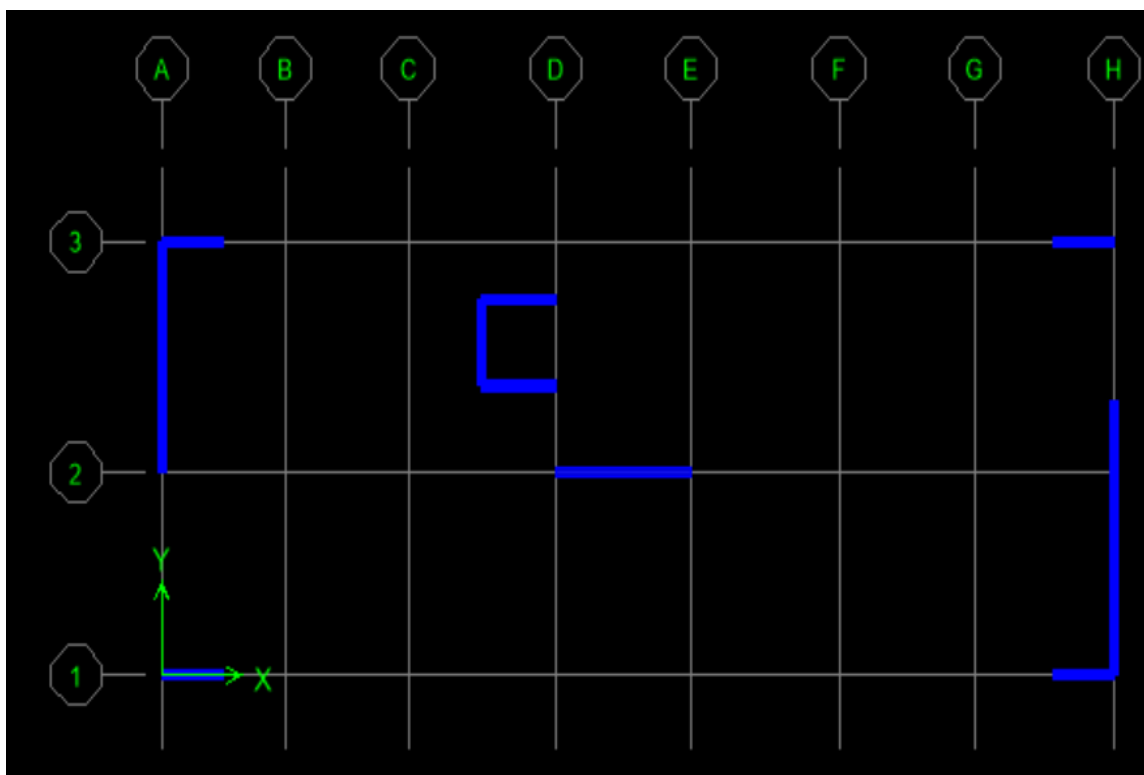
Période	T <sub>RPA</sub>	T <sub>maj</sub>	T <sub>numérique</sub>
Valeur	0,666	0,866	0,812

$T = 0,666 \text{ s} < T_{\text{etabs}} = 0,812 \text{ s} < T_{\text{majorée}} = 0,866 \text{ s}$  *La période est vérifiée.*

**V.2.Vérification du pourcentage de participation de la masse modale :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le nombre de modes de à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90%au moins de la masse totale de la structure.
- Ou que tous les modes ayants une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure.
- Vu l'irrégularité en plan de notre structure, plusieurs dispositions de voiles ont été étudiées, la disposition retenue est présentée sur la figure ci-dessous.



**FigureV.2** : Disposition des voiles

Tableau V.3: Tableau des modes et de la masse participante

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ
1	0,812105	69,963	0,6192	69,963	0,6192	0,0028
2	0,626075	0,5634	67,8457	70,5265	68,4649	0,2213
3	0,453471	0,0003	0,2347	70,5268	68,6996	68,158
4	0,223104	15,9245	0,1583	86,4513	68,8578	0,0017
5	0,145869	0,2382	19,9702	86,6894	88,8281	0,1141
6	0,104131	0,0496	0,1531	86,739	88,9811	20,3999
7	0,100733	6,2413	0,0645	92,9803	89,0456	0,1629
8	0,064913	0,0719	6,4823	93,0521	95,5279	0,0478
9	0,058416	3,1706	0,0348	96,2227	95,5627	0,001
10	0,046382	0,0001	0,0477	96,2228	95,6104	6,5661

- Le 1<sup>er</sup> et le 2<sup>ème</sup> sont des modes de **translation**.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de **rotation**.
- On doit retenir les 8 premier modes pour lesquels la masse atteint les 90% selon **RPA99vs 2003**.

**V.3.Vérification de l'excentricité :**

D'après le **RPA99 vs 2003** (article 4.3.7), dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale  $\pm 0.05 L$ , doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction .

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

**CM** : centre de masse

**CR** : centre de rigidité

Tableau V.4: Vérification de l'excentricité

Story	Diaphragm	XCM	XCR	XCM-XCR	YCM	YCR	YCM-YCR	0,05L <sub>max</sub>
RDC	RDC	11,541	11,744	<b>-0,203</b>	4,629	4,612	<b>0,017</b>	<b>1,16</b>
1	1	11,467	11,823	<b>-0,356</b>	4,476	4,598	<b>-0,122</b>	<b>1,16</b>
2	2	11,468	11,875	<b>-0,407</b>	4,477	4,572	<b>-0,095</b>	<b>1,16</b>
3	3	11,47	11,901	<b>-0,431</b>	4,479	4,54	<b>-0,061</b>	<b>1,16</b>
4	4	11,471	11,913	<b>-0,442</b>	4,48	4,507	<b>-0,027</b>	<b>1,16</b>
5	5	11,471	11,916	<b>-0,445</b>	4,48	4,47	<b>0,01</b>	<b>1,16</b>
6	6	11,473	11,918	<b>-0,445</b>	4,481	4,436	<b>0,045</b>	<b>1,16</b>
7	7	11,474	11,92	<b>-0,446</b>	4,482	4,405	<b>0,077</b>	<b>1,16</b>
8	8	11,474	11,925	<b>-0,451</b>	4,482	4,379	<b>0,103</b>	<b>1,16</b>
9	9	11,51	11,937	<b>-0,427</b>	4,242	4,359	<b>-0,117</b>	<b>1,16</b>

**V.4. Vérification des déplacements relatifs :**

D’après le **RPA 99 (Article 5-10)**, les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d’étage .D’après le **RPA 99 (art article 4-43) :**

Selon la formule **4-19 de RPA 99** le déplacement relatif à chaque niveau k est calculé comme suit :

$$\Delta K = R \delta_{ek}$$

$\delta_{ek}$ : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l’effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif du niveau k” par rapport au niveau k-1”est égal à :

$$\Delta K = \delta_{k-} - \delta_{k-1} < 1\%h_k$$

**Tableau V.5:** Vérification de déplacements inter-étages suivant  $E_x$ .

Story	Diaphragm	UX (m)	$\delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	UY (m)	$\delta_k - \delta_{k-1}$ (m)	$h_e$ (m)	$1\%h_e$ (m)	Observation
9	9	0,0159	0,0016	0,0116	0,0014	4,07	0,0407	Condition vérifiée
8	8	0,0143	0,0016	0,0102	0,0014	3,06	0,0306	Condition vérifiée
7	7	0,0127	0,0018	0,0088	0,0014	3,06	0,0306	Condition vérifiée
6	6	0,0109	0,0019	0,0074	0,0014	3,06	0,0306	Condition vérifiée
5	5	0,009	0,002	0,006	0,0014	3,06	0,0306	Condition vérifiée
4	4	0,007	0,0019	0,0046	0,0013	3,06	0,0306	Condition vérifiée
3	3	0,0051	0,0017	0,0033	0,0011	3,06	0,0306	Condition vérifiée
2	2	0,0034	0,0016	0,0022	0,001	3,06	0,0306	Condition vérifiée
1	1	0,0018	0,0011	0,0012	0,0007	3,06	0,0306	Condition vérifiée
RDC	RDC	0,0007	0,0007	0,0005	0,0005	3,06	0,0306	Condition vérifiée

**V.5.Vérification vis-à-vis de l’effet P-Δ :**

Les effets de 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

$P_k$  : Poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au dessus du niveau « k ».

$V_k$  : Effort tranchant d’étage au niveau « k ».

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

$h_k$  : Hauteur de l’étage « k ».

**Tableau V.6:** Justification vis-à-vis de l’effet P-Δ

STORY	$P_K$ (KN)	$h_K$	Sens X-X [sous EY]			Sens Y-Y [ Sous EY]		
			$\Delta_K$	$V_K$ (m)	$\theta(x)$	$\Delta_K$	$V_K$ (m)	$\theta(x)$
9	2398,57	3,06	0,0016	257,29	0,0049	0,0014	296,74	0,0042
8	4666,01	3,06	0,0016	449,46	0,0054	0,0014	530,96	0,0046
7	6933,46	3,06	0,0018	605,99	0,0067	0,0014	711,61	0,0057
6	9269,75	3,06	0,0019	739,86	0,0078	0,0014	866,57	0,0066
5	11606,05	3,06	0,002	856,12	0,0089	0,0014	999,16	0,0076
4	13942,34	3,06	0,0019	953,24	0,0091	0,0013	1109,25	0,0078
3	16356,67	3,06	0,0017	1035,15	0,0088	0,0011	1199,63	0,0076
2	18770,99	3,06	0,0016	1100,42	0,0089	0,001	1271,64	0,0077
1	21272,53	3,06	0,0011	1151,9	0,0066	0,0007	1332,6	0,0057
RDC	24001,87	4,07	0,0007	1186,84	0,0035	0,0005	1377,09	0,0030

On constate que  $\theta_{kx}$  et  $\theta_{ky}$  sont inférieurs à « 0.1 ».

Donc l’effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

**V.7. Justification vis-à-vis de contreventement**

L'objet de cette classification se traduit par l'attribution d'une valeur numérique au coefficient de comportement R pour chacune des catégories (Tableau 4.3 du RPA 99).

**1. Forces horizontales :**

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement (voiles et portiques ou voiles uniquement) sont donnés par le logiciel ETABS comme suit :

- o **Voiles et portiques :**

**Dans le sens X-X**

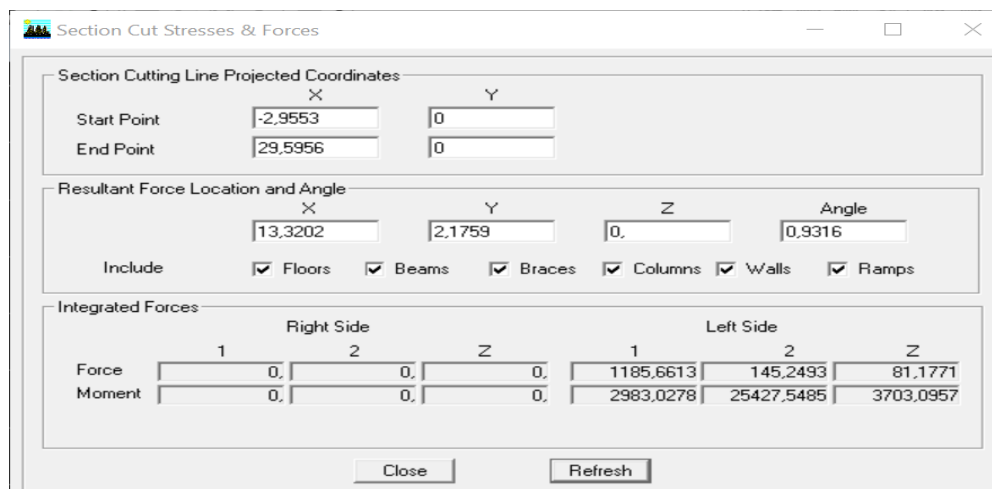


Figure V.3 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens Ex

**Voile uniquement :**

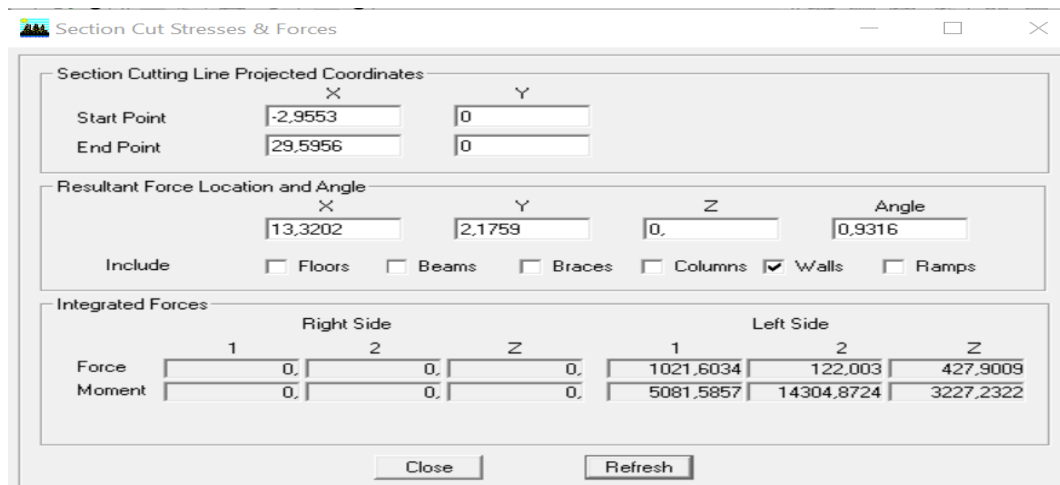


Figure V.4 : Charges horizontales reprises par les voiles Ex

Tableau V.7: Pourcentages des forces horizontales dans le sens X-X

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques KN	Forces reprises par les voiles uniquement KN	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
Ex	1185,66	1021,6	86,16	13,84

Dans le sens Y-Y

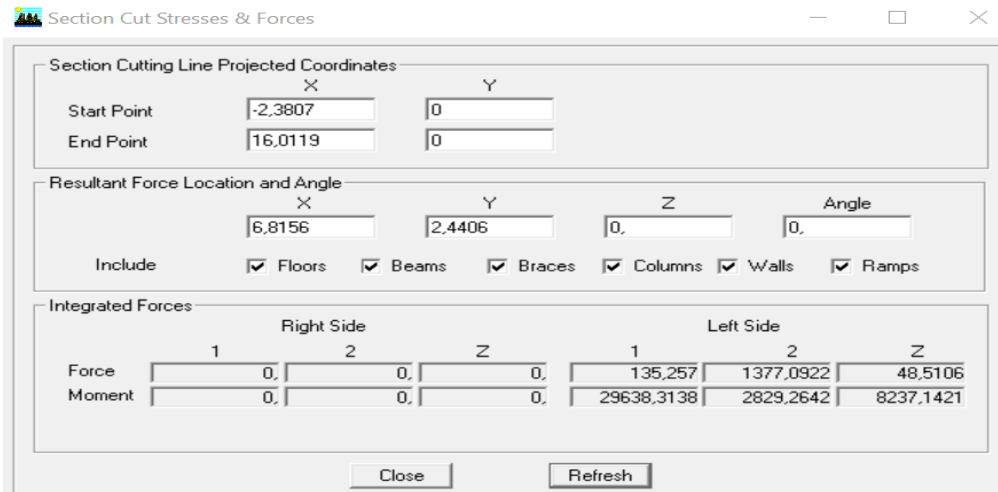


Figure V.5 : Charges horizontales reprises par la structure dans le sens EY

Voile uniquement :

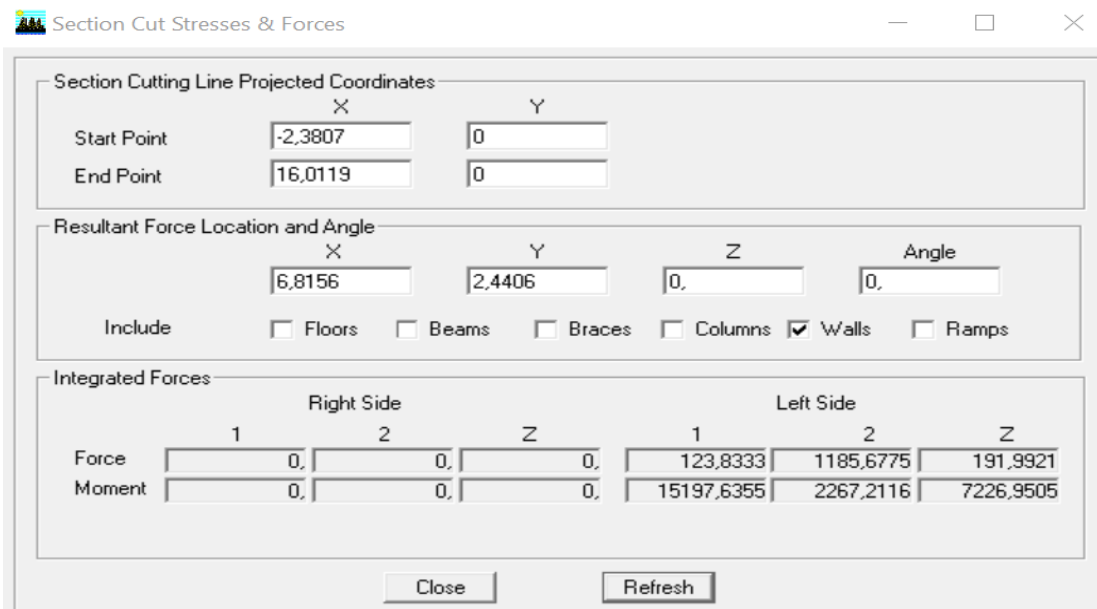


Figure V.6 :Charges horizontales reprises par les voiles EY

Tableau V.8: Pourcentages des forces horizontales dans le sens Y-Y

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques KN	Forces reprises par les voiles uniquement KN	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
Ey	1377,09	1185,67	86,10	13,90

2. Forces verticales :

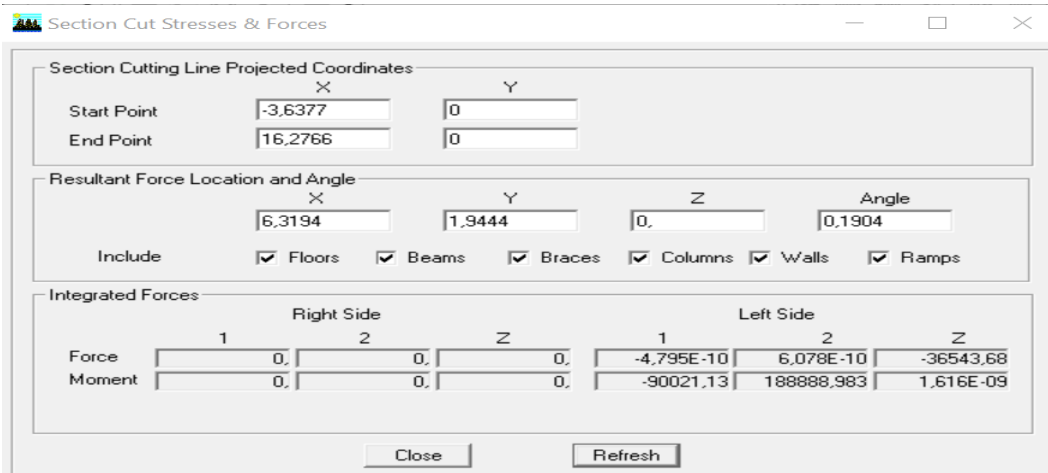


Figure V.7 : Charges verticales reprises par la structure

Voile uniquement :

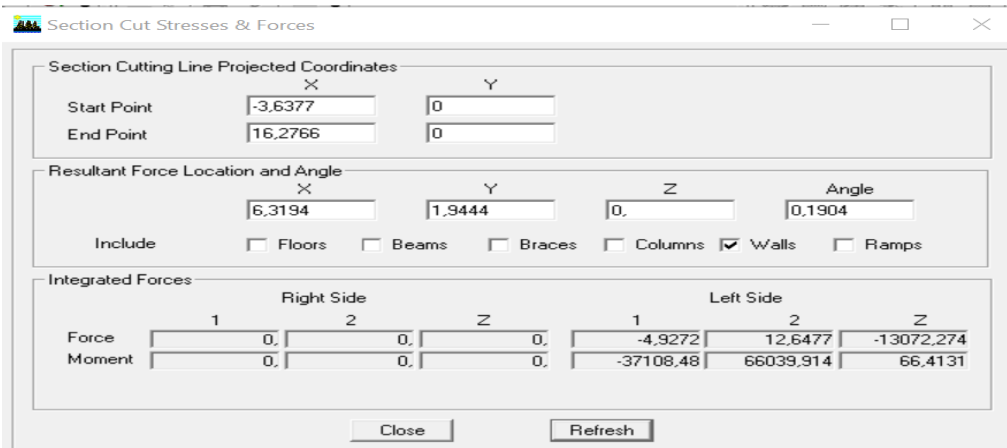


Figure V.8 :Charges verticales reprises par les voiles

Tableau V.9: Pourcentages des forces verticales

Coupes	Forces reprises par les voiles et les portiques KN	Forces reprises par les voiles uniquement KN	Pourcentage % des voiles	Pourcentage % portiques
<b>ELU</b>	36543,68	13072,27	35,77	64,23

Selon les résultats trouvés et le tableau 4.3 du RPA 99 version 2003 :

Cat	Description du système de contreventement (voir chapitre III § 3.4)	Valeur de R
<b>A</b>	<b>Béton armé</b>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie rigide	3,5
2	Voiles porteurs	3,5
3	Noyau	3,5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par des voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

**Figure V.9** : Valeurs du coefficient de comportement R

Selon les résultats trouvés, on remarque qu'une importante quantité des efforts verticaux est reprise par les voiles  $\geq 20\%$

D'après l'article 3.4 du RPA 99 version 2003, qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure le système de contreventement est constitué par des voiles porteurs, dont le coefficient de comportement **R= 3,5**.

#### V.8. Vérification de l'effort tranchant à la base :

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad (4.1 \text{ RPA99VS2003})$$

Tel que :

- **A : Coefficient d'accélération de zone**, donnée par le tableau 4.1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.  
Zone IIa ; groupe d'usage 2  $\rightarrow A = 0.15$ ,
- **D : Facteur d'amplification dynamique moyen**, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure (T)  
Il est donné par la formule (4.2 RPA99vs2003)

Tableau V.10 : Récapitulatif des valeur des coefficient

Paramètres		La valeur
<b>Coefficient d'accélération de zone : A</b> Tableau 4.1. Page 26 RPA2003.	. Zone sismique IIa . . Groupe d'usage 2	A= 0,15
<b>Calcul de la période T :</b> RPA version 2003 page 31 formule 4.6 $T = C_T \cdot (h_n)^{3/4}$	$C_T = 0,05$ Tableau (4-6) $h_n = 31,61$ m	T = 0,812 s.
<b>Facteur d'amplification dynamique moyen :</b> RPA99 version 2003 Page 26 Formule (4.2) $D = 2.5 \cdot \eta$ $0 \leq T \leq T_2$ $D = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2 / T)^{2/3}$ $T_2 \leq T \leq 3s$ $D = 2.5 \cdot \eta \cdot (T_2 / T)^{2/3} \cdot (3/ T)^{5/3}$ $T > 3s$	Valeur $T_2$ : RPA2003 page 34. Site meuble d'où $T_2 = 0,5$ . Valeur de $\xi$ : RPA99 version 2003 Page 26 Tableau (4.2) remplissage dense et contreventement voile porteur : $\xi = 10$ Facteur de correction d'amortissement : RPA99 Page 26 Formule (4.2). $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,76$ $\eta = 0,76$	D=1,37
<b>Coefficient de comportement global de la structure R :</b> RPA 99 version 2003 Tableau (4.3) Page 28	<b>une structure contreventée par voile</b>	R= 3,5
<b>Poids total <math>W_i</math> :</b>		24001,87 KN

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \text{ Art4. 4RPA99vs2003}$$

Tableau V.11 : Facteur de qualité Q.

Observation de critère	$Q_y$		$Q_x$	
	Oui	Non	Oui	Non
1-Condition minimales sur les files de contreventement	0	0.05	0	0.05
2-Redondance en plan	0	0.05	0	0.05
3-Régularité en plan	0.05	0	0.05	0
4-Régularité en élévation	0.05	0	0.05	0
5-Contrôle de qualité des matériaux	0.05	0	0.05	0
6-Contrôle de qualité de l'exécution	0.10	0	0.10	0
$Q = 1 + \sum P_q$	1.10		1.10	

Détermination de l'effort tranchant par ETABS :

Response Spectrum Base Reactions

Edit View

Response Spectrum Base Reactions

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	EX	1	U1	1094,91	-103,01	0,00	2358,295	25283,141	-6042,397
	EX	2	U1	10,48	115,02	0,00	-2684,405	248,975	1273,974
	EX	3	U1	0,01	0,18	0,00	-4,218	0,290	2,065
	EX	4	U1	343,29	-34,22	0,00	89,423	1441,083	-1963,143
	EX	5	U1	5,27	48,28	0,00	-259,389	30,970	529,424
	EX	6	U1	1,41	-2,47	0,00	12,020	6,834	-34,510
	EX	7	U1	180,59	-18,35	0,00	85,133	818,547	-1004,835
	EX	8	U1	2,46	23,36	0,00	-83,202	9,011	258,006
	EX	9	U1	111,52	-11,68	0,00	25,622	306,608	-658,752
	EX	10	U1	0,00	0,07	0,00	-0,198	0,008	0,805
	EX	11	U1	0,33	5,62	0,00	-11,638	0,726	62,968
	EX	12	U1	66,80	-1,49	0,00	4,182	172,079	-316,422
	EX	All	All	1186,84	135,26	0,00	2862,584	25466,334	6164,525
	EY	1	U2	-103,01	9,69	0,00	-221,860	-2378,542	568,446
	EY	2	U2	115,02	1262,13	0,00	-29456,583	2732,055	13979,607
	EY	3	U2	0,18	5,06	0,00	-117,159	8,053	57,370
	EY	4	U2	-34,22	3,41	0,00	-8,915	-143,667	195,713
	EY	5	U2	48,28	442,10	0,00	-2375,164	283,588	4847,811
	EY	6	U2	-2,47	4,34	0,00	-21,126	-12,012	60,655
	EY	7	U2	-18,35	1,86	0,00	-8,651	-83,182	102,113
	EY	8	U2	23,36	221,84	0,00	-790,238	85,588	2450,502
	EY	9	U2	-11,68	1,22	0,00	-2,684	-32,121	69,013
	EY	10	U2	0,07	1,77	0,00	-4,941	0,193	20,051
	EY	11	U2	5,62	96,37	0,00	-199,753	12,462	1080,771
	EY	12	U2	-1,49	0,03	0,00	-0,093	-3,845	7,070
	EY	All	All	135,26	1377,09	0,00	29714,723	2905,959	15437,601

OK

Figure V.10 :L’effort tranchant (ETABS)

A partir de tableau ci-dessus on relève les valeurs de l’effort tranchant suivantes :

Tableau V.12 : L’effort tranchant à la base.

	L’effort tranchant (MSE) KN	0,8*V <sub>MSE</sub> KN	V <sub>logiciel</sub> KN	V <sub>logiciel</sub> ≥ 0,8*V <sub>MSE</sub>	
Sens X-X	$V_x = \frac{A.D.Q_x}{R}.w$	1409.25	1127.40	1186,84	Condition vérifiée
Sens Y-Y	$V_y = \frac{A.D.Q_y}{R}.w$	1409.25	1127.40	1377,09	Condition vérifiée

**Conclusion :**

Après avoir vérifié les exigences imposées par le règlement parasismique Algérien RPA 99/Version 2003 ; on peut passer aux ferrillages de ces éléments structuraux.

# **Chapitre VI**

## **Calcul des éléments structuraux**

## VI. Introduction

On désigne sous le nom des éléments principaux les éléments qui interviennent dans la résistance aux actions sismiques d'ensemble ou dans la distribution de ces actions au sein de l'ouvrage.

Nous présentons dans ce chapitre le calcul du ferrailage de ces éléments résistants (Les portiques « poteaux – poutres », et les voiles), accompagnée de leurs schémas de ferrailage.

### VI.1. Ferrailage des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux qui assurent la transmission des efforts des poutres vers les fondations, ils sont soumis à un effort normal « N » Et à un moment de flexion « M » donc ils sont calculés en flexion composée dans les deux sens longitudinal et transversal.

Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations les plus défavorables, dans les situations suivantes :

**Tableau VI.1.1: Caractéristiques mécaniques des matériaux**

Situations	Béton			Acier (FeE400)		
	$\gamma_b$	$F_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$	$\gamma_s$	$F_e$ (MPa)	$\gamma_s$ (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

#### VI.1.1. Combinaisons des charges

En fonction du type de sollicitation on distingue les différentes combinaisons suivantes :

Selon BAEL 91

ELU :  $1.35G + 1.5Q$

ELS :  $G + Q$

Selon le RPA 99 révisé en 2003 :

$G + Q \pm E$

$0,8 \times G \pm E$

Les poteaux se ferrailent en tenant compte de 3 types de sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant ( $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$ )
- Effort normal minimal et l'effort correspondant ( $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$ )
- Moment fléchissant maximal et l'effort correspondant ( $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$ )

#### VI.1.2. Recommandation exigence du RPA 99 révisé en 2003

##### VI.1.2.1 Armatures longitudinales (Art 7.4.2.1/RPA 2003)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droite et sans crochet.
- Le diamètre minimal est supérieur ou égal à 12 mm.
- La longueur maximale du recouvrement est de  $40\theta$  (zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25 cm (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zone critique).
- Le pourcentage minimal est  $0,8\%(b \times h)$ .
- Le pourcentage maximal est de 4% (zone courante) et 6 % (zone de recouvrement)

**VI.1.2.2 Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport aux sections du béton**

Tableau VI.1.2: Récapitulatif des sections d'aciers recommandés par le RPA

SECTION DU POTEAUX (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage minimal A <sub>min</sub> = 0,8%bh (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage maximal (Cm <sup>2</sup> )	
		Zone de recouvrement A <sub>max</sub> = 6%bh (cm <sup>2</sup> )	Zone courante A <sub>max</sub> = 4% bh (cm <sup>2</sup> )
50× 50	20	150	108
45× 45	16,2	121,5	81
40× 40	12,8	96	64
40× 40	9,8	73,5	49

**VI.1.2.3 Armatures transversales**

Selon BAEL 91 modifié 99 (Art A8.1.3)

$$S_t \leq \min\{15\phi_l^{min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$$

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3}, \text{ Avec: } \phi_l^{max}: \text{Diamètre maximal des armatures longitudinales}$$

Selon RPA99 vs 2003 (Art 7.4.2.2)

En zone courante (pour zone II<sub>a</sub>) :

$$S_t \leq \{15\phi_l^{min}\}$$

En zone nodale (pour zone II<sub>a</sub>) :

$$S_t \leq \min\{15\text{cm}; 10\phi_l^{min}\}$$

La quantité d'armature transversale minimal est donnée comme suite  $\frac{A_t \times f_e}{S_t \times b}$  en %

Si  $\lambda_g \geq 5$ :  $A_t = 0.3\%S_t \times b$

Si  $\lambda_g \leq 3$ :  $A_t = 0.8\%S_t \times b$

Si  $3 < \lambda_g < 5$ : Interpolation entre les valeurs limites precedentes

Avec :  $\lambda_g$ : lelensement geometrique du poteau ,  $\lambda_g = (\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b})$

a et b dimension de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée

$l_f$  longueur de flambement du poteau qui égal a  $l_f = 0.7L_0$

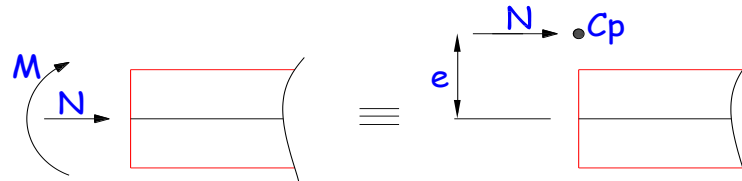
**VI.1.3 Exposé de la méthode de calcul à l'ELU**

Chaque poteau est soumis à un effort normal  $N$  (de compression ou de traction) et un moment fléchissant  $M$  ce qui nous conduit à étudier les cas suivants :

Section partiellement comprimée (SPC)

Section entièrement comprimée (SEC)

Section entièrement tendues (SET)



**Figure VI.1.1 : Section en flexion composée**

**1) Section partiellement comprimée (S.P.C) :**

Une section est partiellement comprimée si :

**1<sup>er</sup> cas :**

$C$  : Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment  $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

$N$  : Effort de compression ou de traction.

**2<sup>ème</sup> cas :**

$C$  : Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment  $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

$N$  : Effort de compression.

Dans ce cas il faut aussi vérifier l'inégalité suivante :

$$N(d - c) - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Avec :

$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e\right)$$

$$A_{st} = A_{st1} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de compression. } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_{st} = A_{st1} + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de traction.}$$

$$A_{sc} = A_{sc1}$$

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

**1<sup>er</sup> cas :** Section simplement armée : ( $A_{sc} = 0$ )

Si  $\mu < \mu_i = 0,392$  la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st1} = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

**2<sup>ème</sup> cas :** Section doublement armée :

Si  $\mu > \mu_i = 0,392$  la section d'acier nécessaire sera donnée par les formules suivant :

$$A_{st1} = \frac{M_1}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}} ; \quad A_{sc1} = \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_1 = \mu_1 \times b \times d^2 \times f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_1$$

**2) Section entièrement comprimée (S.E.C) :**

C : Le centre de pression ce trouve en-dehors les armatures  $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$

N : Effort de compression.

$$N(d - c) - M_f \geq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

Deux cas peuvent se présenter :

**1<sup>er</sup> cas :**

$$N(d - c) - M_f \geq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{M - (d - 0,5 h) \times b \times h \times f_{bu}}{(d - c') \times \sigma_{sc}}$$

$$A_{sc2} = \frac{N - bhf_{bu}}{\sigma_{sc}} - A_{sc1}$$

**2<sup>ème</sup> cas :**

$$\left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu} < N(d - c) - M_f < \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$A_{sc1} = \frac{N - \Psi \times b \times h \times f_{bu}}{\sigma_{sc}} \quad ; \quad A_{sc2} = 0$$

$$\Psi = \frac{0,3571 + \frac{N \times (d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,8571 + \frac{c'}{h}} \quad ; \quad \sigma_{sc} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

**3) Section entièrement tendue (S.E.T) :**

C : Le centre de pression ce trouve entre les armatures

N : Effort de compression.

$$A_{st1} = \frac{N \times a}{(d - c') \times \sigma_{sc}}; \quad A_{st2} = \frac{N}{\sigma_{sc}} - A_{st1}$$

**VI.1.4. Calcul de ferrailage des poteaux**

Le ferrailage des poteaux se fais par un calcul manuel ou automatique à l'aide de logiciel « Socotec ».

**a. Exemple de calcul manuel**

Pour le poteau (50x50), ( $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$ )

$$N_{min} = 1742,99 \text{ KN} \quad M_{corr} = 2,781 \text{ KN.m}$$

Calcul « e » :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2,781}{1742,99} = 0,0016 < \left(\frac{h}{2} - c'\right) = \frac{0,5}{2} - 0,02 = 0,23$$

**Calcul de « a » et « b » :**

si :  $a \leq b \rightarrow \text{SEC}$

$a > b \rightarrow \text{SPC}$

$$f_{bu} = 14.2 \text{MPa} = 14200 \text{KN/m}^2$$

$$a = (0.337h - 0.81)bh f_{bu} = (0.337(0.40) - 0.81)(0.50)(0.50)(14200) = -2277,33 \text{ KN.m}$$

$$b = N(d - c') - M_f$$

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c' \right) = 2,781 + 1742,99 \left( \frac{0.5}{2} - 0.02 \right) = 403,67 \text{ KN.m}$$

$$b = 1742,99(0.48 - 0.02) - 403,67 = 398,11 \text{ KN.m}$$

$$a \leq b \rightarrow -2277,33 < 398,11 \rightarrow \text{SEC}$$

**Calcul de « c » :**

$$c = (0.5h - c')bh f_{bu} = ((0.5 \times 0.5) - 0.02)(0.5)(0.5)(14200) = 816,50 \text{ KN.m}$$

$$b \leq c \rightarrow 398,11 < 816,50 \rightarrow \text{SSA}$$

les armatures comprimés ne sont pas nécessaires  $A_2 = 0$

**Calcul des armatures :**

$$A_1 = \frac{N - \psi bh f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \psi = \frac{0.357 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c}{h}} = \frac{0.357 + \frac{1742,99(0.48-0.02) - 403,67}{(0.5)(0.5)^2(14200)}}{0.8571 - \frac{0.02}{0.5}} = \frac{0.441}{0.807} = 0.71$$

$$A_1 = \frac{1742,99 - (0,71)(0,5)(0,5)(14200)}{348000} = -2.23 \times 10^{-3}$$

$$A_1 = 0 \text{ cm}^2$$

**b. Calcul des armatures longitudinales à l'ELU :**

Le ferraillage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide d'une application de calcul des sections d'armatures « Socotec ».

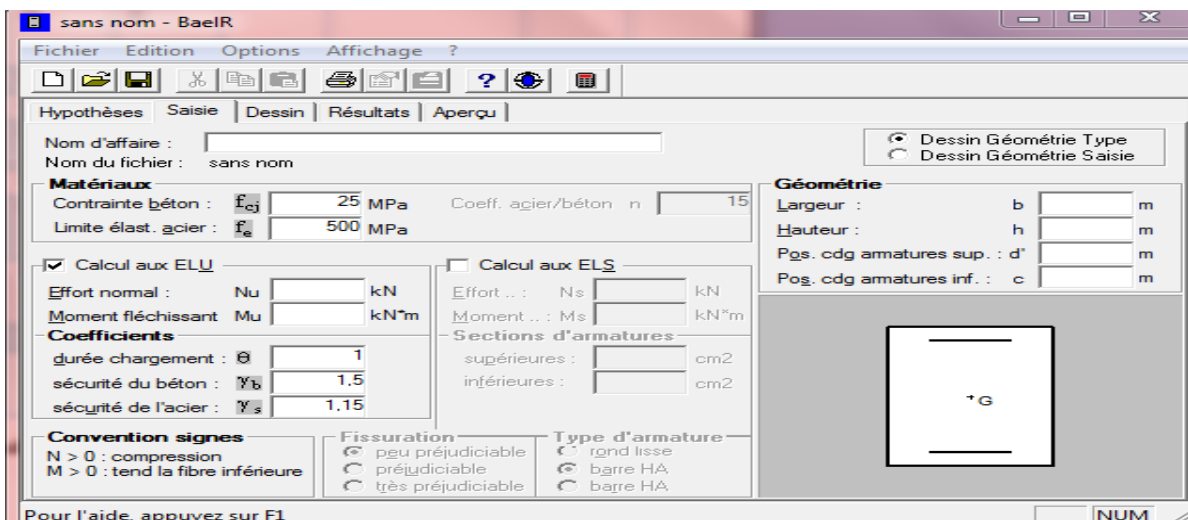


Figure VI.1.2 : Calcul des armatures à l'aide de l'application Socotec

➤ Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau VI.1.3 : Résultats de ferraillage à l'ELU suivant les deux sens

Zone	Sollicitations	Situation	N (KN)	M (KN.m)	Nature	A <sub>sup</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>inf</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Ferraillage	As cm
Zone I 50x50	N <sub>max</sub> → M <sub>corr</sub>	ELU	1742,99	2,781	S.E.C	0	0	20	4HA20+4HA16	20,6
	N <sub>min</sub> → M <sub>corr</sub>	08GMEY	851,83	6,017	S.E.C	0	0			
	N <sub>corr</sub> → M <sub>max</sub>	GQEX	510,9	52,832	S.E.C	0	0			
Zone II 45x45	N <sub>max</sub> → M <sub>corr</sub>	ELU	1348,61	6,73	S.E.C	0	0	16,2	4HA20+4HA16	20,6
	N <sub>min</sub> → M <sub>corr</sub>	08GMEY	408,7	3,057	S.E.C	0	0			
	N <sub>corr</sub> → M <sub>max</sub>	GQEY	602,15	42,823	S.E.C	0	0			
Zone III 40x40	N <sub>max</sub> → M <sub>corr</sub>	ELU	989,71	7,225	S.E.C	0	0	12,8	4HA16+4HA14	14,19
	N <sub>min</sub> → M <sub>corr</sub>	08GMEY	171,3	2,289	S.E.C	0	0			
	N <sub>corr</sub> → M <sub>max</sub>	GQEY	288,68	42,054	S.P.C	0	0,02			
Zone IV 35x35	N <sub>max</sub> → M <sub>corr</sub>	ELU	489,38	6,958	S.E.C	0	0	9,8	4HA14+4HA12	10,67
	N <sub>min</sub> → M <sub>corr</sub>	08GEX	44,81	4,557	S.E.C	0	0			
	N <sub>corr</sub> → M <sub>max</sub>	GQEX	62,61	53,484	S.P.C	0	5,28			

### VI.1.5. Vérification à l'ELU

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

$$\phi_t = \frac{\phi_1}{3} = \frac{20}{3} = 6.67 \text{ mm}$$

On prend  $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Les armatures longitudinales des poteaux seront encadrées par deux cadres en  $\phi 8$ .  
Soit :  $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ .

2) Espacement des armatures transversales :

Tableau VI.1.4 : Espacement des armatures transversales

Selon le BAEL 91 (Art A8.1.3)	
$S_t \leq \min\{15\theta_1^{\min}; 40\text{cm}; (a + 10)\text{cm}\}$ $S_t \leq \min\{15 \times 1,2; 40\text{cm}; (40 + 10)\text{cm}\}$ Avec : a : la petite dimension transversale des poteaux $S_t \leq 18 \text{ cm}$ Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$ .	
Selon le RPA 99 version 2003 (Art 7.4.2.2)	
En zone courante (pour zone IIa) : $S_t \leq \{15\theta_1^{\min}\}$ $S_t \{15 \times 1,2\} = 18\text{cm}$ $S_t \leq 18\text{cm}$ Soit : $S_t = 15\text{cm}$ .	
En zone nodal (pour zone IIa) : $S_t \leq \min\{15\text{cm}; 10\theta_1^{\min}\}$ $S_t \leq \min\{15; 10 \times 1.2\}$ $S_t \leq \min\{15; 12\} = 12\text{cm}$ Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$	

**3) Vérification de la quantité d'armatures transversales**

Si  $\lambda_g \geq 5$ ..... $A_t^{min} = 0,3\% S_{t, b1}$

Si  $\lambda_g \leq 3$ ..... $A_t^{min} = 0,8 \% S_{t, b1}$

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

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

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

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

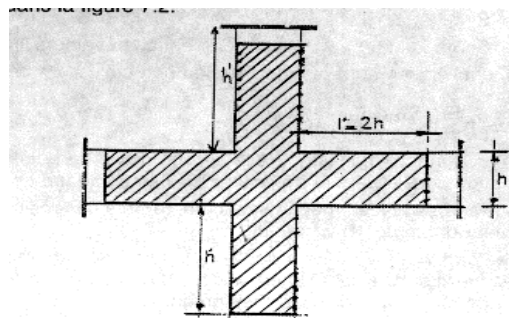
Les résultats se résument dans le tableau suivant :

**Tableau VI.1.5 : Vérification de la quantité d'armatures transversales**

poteau	hauteur	$l_f$	$\lambda_g$	$S_t$	$A_t^{min}$	$A_{adoptée}$		Observation
50 × 50	407	284,9	5,698	15	2,25	4 HA 10	3,14	condition vérifiée
				10	1,50	4 HA 10	3,14	condition vérifiée
	306	214,2	4,284	15	3,08	4 HA 10	3,14	condition vérifiée
				10	2,05	4 HA 10	3,14	condition vérifiée
45 × 45	306	214,2	4,76	15	2,77	4 HA 10	3,14	condition vérifiée
				10	1,85	4 HA 10	3,14	condition vérifiée
40 × 40	306	214,2	5,355	15	1,80	4 HA 8	2,01	condition vérifiée
				10	1,20	4 HA 8	2,01	condition vérifiée
35 × 35	306	214,2	6,12	15	1,58	4 HA 8	2,01	condition vérifiée
				10	1,05	4 HA 8	2,01	condition vérifiée

**4) Détermination de la zone nodale**

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



**Figure VI.1.3 : Représentation de la zone nodale**

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\right),$$

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

Tableau VI.1.6: Détermination de la zone nodale

Poteaux	h	h'
(50 × 50)	4,07	$h' = \max \left( \frac{407 - 40}{6}; 50; 50; 60 \right) = 70 \text{ cm}$
	3,06	$h' = \max \left( \frac{306 - 40}{6}; 50; 50; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
(45 × 45)	3,06	$h' = \max \left( \frac{306 - 40}{6}; 45; 45; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
40 × 40)	3,06	$h' = \max \left( \frac{306 - 40}{6}; 40; 40; 60 \right) = 60 \text{ cm}$
(35 × 35)	3,06	$h' = \max \left( \frac{306 - 40}{6}; 35; 35; 60 \right) = 60 \text{ cm}$

5) La longueur minimale des recouvrements

Pour la zone II<sub>a</sub> : L<sub>r</sub> = 40Φ

Tableau VI.1.7: La longueur minimale des recouvrements

Ø20	Ø16	Ø14	Ø12
L <sub>r</sub> = 40 × 2 = 80cm	L <sub>r</sub> = 40 × 1,6 = 64cm	L <sub>r</sub> = 40 × 1,4 = 56cm	L <sub>r</sub> = 40 × 1,2 = 48cm

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

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

On doit vérifier :  $\tau_b = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu}$

$\bar{\tau}_{bu} = \rho_b \times f_{c28}$

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

Avec :  $\lambda g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075$

$\lambda g \leq 5 \rightarrow \rho_b = 0,04$

Tableau VI.1.8: Vérification des contraintes tangentielles

poteaux	h <sub>e</sub> (m)	b = h (m)	λg	ρ <sub>b</sub>	d (m)	T <sub>u</sub> (KN)	$\tau_b = \frac{T_u}{bd}$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\bar{\tau}_{bu}$ (KN/m <sup>2</sup> )	Vérification
(50 × 50)	4,07	0,5	5,698	0,075	0,48	50,63	0,211	1,875	condition vérifiée
	3,06	0,5	4,284	0,04	0,48	50,63	0,211	1	condition vérifiée
(45 × 45)	3,06	0,45	4,76	0,04	0,43	42,24	0,218	1	condition vérifiée
40 × 40)	3,06	0,4	5,355	0,075	0,38	43,47	0,286	1,875	condition vérifiée
(35 × 35)	3,06	0,35	6,12	0,075	0,33	37,56	0,325	1,875	condition vérifiée

VI.1.6. Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes à l'ELS

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

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

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

Tableau VI.1.9: Vérification des contraintes à l'ELS

Zone	Sollicitations	N (KN)	M (KN.m)	$\sigma_{sup}^{béton}$ (MPa)	$\sigma_{inf}^{béton}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{adm}^{béton}$ (MPa)	$\sigma_{sup}^{acier}$ (MPa)	$\sigma_{inf}^{acier}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_{adm}^{acier}$ (MPa)	Obs
Zone I 50x50	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	1268,82	2,008	4,59	4,44	15	68,8	66,7	348	<i>Condition vérifiée</i>
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	264,33	0,187	0,95	0,93	15	14,2	14	348	
	$N_{corr} \rightarrow M_{max}$	574,66	31,045	3,18	0,91	15	46,3	15	348	
Zone II 45x45	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	720,51	5,232	3,34	2,84	15	49,7	42,9	348	<i>Condition vérifiée</i>
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	76,15	0,268	0,34	0,31	15	5,07	4,72	348	
	$N_{corr} \rightarrow M_{max}$	226,48	28,419	2,37	0	15	33,7	-5,76	348	
Zone III 40x40	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	981,64	4,874	5,75	5,06	15	85,7	76,4	348	<i>Condition vérifiée</i>
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	173,98	1,334	1,05	0,86	15	15,6	13,1	348	
	$N_{corr} \rightarrow M_{max}$	422,37	27,958	4,3	0,35	15	61,5	8,24	348	
Zone IV 35x35	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$	356,65	5,041	3,11	2,04	15	45,8	31,5	348	<i>Condition vérifiée</i>
	$N_{min} \rightarrow M_{corr}$	0,64	0,446	0,07	0	15	0,88	-2,23	348	
	$N_{corr} \rightarrow M_{max}$	48,88	31,026	5,03	0	15	61,7	-151,4	348	

Conclusion

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

**VI.2. Ferraillage des poutres**

Les Poutres en béton armé, sont des éléments structuraux non exposés aux intempéries, sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Leur calcul se fera en flexion simple en considérons la fissuration comme étant peu nuisible, et leur ferraillage se fera en fonction de combinaison de charge la plus défavorable, décrites par le *RPA 99 version 2003* et le *B.A.E.L 91/99* :

**VI.2.1. Les sollicitations**

**Sollicitation : BAEL**

$$ELU : 1,35 G + 1,5 Q$$

$$ELS : G + Q$$

**Sollicitation : RPA99 /V 2003**

$$G + Q \pm E$$

$$0,8 G \pm E$$

**VI.2.2. Recommandations du RPA**

- ✓ Les armatures longitudinales (Art 7.5.2.2/RPA99)

Tableau VI.2.1 : Les recommandations du RPA

<b>Armatures longitudinal: (R.P.A Art.7.5.2.1).</b>			
<p>La longueur minimale de recouvrement est de <math>40\phi</math> en zone II<sub>a</sub>.</p> <p>L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieure dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.</p> <p>On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.</p>			
<b>Pourcentage total maximum</b>	<p>Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :</p> $A_{max} = 4\%b h \text{ en zone courante.}$ $A_{max} = 6\%b h \text{ en zone de recouvrement.}$		
<b>Pourcentage total minimum :</b>	<p>Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur des poutres est de 0.5% en toute section.</p> $A_{min} = 0.5\%b h$		
<b>Résultats</b>			
Section	0,5% b h (cm <sup>2</sup> )	4% b h (cm <sup>2</sup> )	6% b h (cm <sup>2</sup> )
Poutre principale 30 × 40	6	48	72
Poutre secondaire 30 × 35	5.25	42	63

✓ Les armatures transversale (Art 7.5.2.2/RPA99)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par  $A_t = 0.003S_t \times b$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suite

En zone courante :  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi\right)$

En zone de recouvrement :  $S'_t \leq \frac{h}{2}$

Avec :

$\phi$ : le plus petit diametre des armatures longitudinales

**VI.2.3. Calcul de ferraillage**

**a. Calcul des armatures longitudinales (Flexion simple)**

- Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 f_{bu}}$$

Avec :  $f_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2\text{MPa}$ .

$u \leq 0.392$  la section est simplement armée (SSA) :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$$

$u \geq 0.392$  la section est doublement armée (SDA)

$$A_u = A_{u1} + A_{u2} = \frac{M_f}{\beta_1 \times d \times \sigma_{st}} + \frac{M}{(d - c')\sigma_{st}}$$

$$A'_u = \frac{M}{(d - c')\sigma_{st}}$$

Avec :  $A_u$  : La section inférieure tendue

$A'_u$  : La section d'armatures comprimées

$M_f = u_1 \times d^2 \times f_{bc}$  et  $M = M_u - M_f$

Les résultats de ferraillage à l'ELU se résument dans le tableau suivant :

**Tableau VI.2.2 : Résultats de ferraillage à l'ELU**

			M	d	$\mu$	obs	$\beta$	At (cm <sup>2</sup> )	Amin	Choix armatures	Aadp
Poutre principale	En travée	ELU	59,536	38	0,097	SSA	0,949	4,13	1.377	3HA14	4,62
	En appui	GQEX	77,549	38	0,126	SSA	0,932	5,47	1.377	3HA14+2HA12	6,88
Poutre secondaire	En travée	ELU	51,162	33	0,110	SSA	0,942	4,11	1.195	3HA14	4,62
	En appui	08GEX	70,094	33	0,151	SSA	0,918	5,78	1.195	3HA14+2HA12	6,88

**b. Calcul des armatures transversales :**

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

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_1\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,4\right) = (1,14; 3; 1,4) = 1,14\text{cm.}$$

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

✓ **La section d'armature transversale**

$$A_t = \frac{n\pi\phi_t^2}{4}$$

$$A_t = \frac{4 \times 3,14 \times 0,8^2}{4}$$

$$A_t = 2,01\text{cm}^2$$

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

✓ **Pourcentage minimal d'armatures transversales (A.5.2.2 RPA 99/ version 2003)**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times st \times b$$

**Tableau VI.2.3 : armatures transversales**

Section [cm <sup>2</sup> ]	zone	BAEL			RPA		Section Adoptée			
		$\phi$ Cm	St Cm	At <sub>Min</sub> Cm <sup>2</sup>	St Cm	At Cm <sup>2</sup>	$\phi$ mm	St <sub>Min</sub> Cm <sup>2</sup>	Ferraillage	A <sub>adp</sub> Cm <sup>2</sup>
Poutre principale	nodale	0,8	25	0,21	7	0,63	8	7	4 HA8	2,01
	Courante				15	1,35		15	4 HA8	2,01
Poutre secondaire	nodale	0,8	25	0,21	7	0,63	8	7	4 HA8	2,01
	Courante				15	1,35		15	4 HA8	2,01

**c. Délimitation de la zone nodale**

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

**Tableau VI.2.4 : Délimitation de la zone nodale**

Poutre principale	Poutre secondaire
L'=2 x40= 80 cm	L'=2 x35 = 70 cm

**VI.2.4. Vérification à l'ELU**

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

Tableau VI.2.5 : Condition de non fragilité

$A_{adoptée} \geq A_{min} = \frac{0,23 f_{t28}}{f_e} bd$			
	$A_{adoptée}$	$A_{min}$	Vérification
Poutres principales	6,88	1.376	Condition vérifiée.
Poutres secondaire	6,88	1.195	Condition vérifiée.

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

Tableau VI.2.6 : Vérification de la contrainte tangentielle du béton

$\tau_u = \frac{T_{max}}{b d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right\}$				
	$T_{max}(\text{KN})$	$\tau_u(\text{MPa})$	$\bar{\tau}_u(\text{MPa})$	Vérification
Poutre principales	85,42	0,74	3.333	Condition vérifiée
Poutre secondaire	51,12	0,51	3.333	Condition vérifiée

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

Tableau VI.2.7 : Influence de l'effort tranchant sur le béton

$T_{max} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a. b$ avec : $a = 0,9d$			
	$T_{max}(\text{KN})$	$0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times 0,9 \times d \times b$ (KN)	observation
Poutre principales	85,42	684	Condition vérifiée.
Poutre secondaire	51,12	594	Condition vérifiée.

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

Tableau VI.2.8: Influence de l'effort tranchant sur les armatures

$A_S > \left( T_{max} - \frac{M_{max}}{0,9d} \right) \frac{1,15}{f_e}$					
Poutre	$A_S$ (cm <sup>2</sup> )	Effort tranchant T(KN)	Moment aux appuis (KN.m)	$\left( T_u - \frac{M_u}{0,9d} \right) \frac{1,15}{f_e}$	Observation
principale	6,88	85,42	77,549	0,34	Condition vérifiée
secondaire	6,88	51,12	70,094	0,14	Condition vérifiée

**Conclusion :** Les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

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

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{sc} \quad \bar{\tau}_{sc} = \Psi_s f_{t28}$$

$$\sum U_i = n \times 3.14 \times \emptyset \quad \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9d \sum U_i}$$

Tableau VI.2.9: Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement

		Ferraillage	$\sum U_i$ (mm)	$V_u^{\max}$ (KN)	$\tau_{se}$ (MPa)	$\tau_{se.adm}$ (MPa)	Vérification
P-P	En travée	3HA14	131,88	85,42	0,720	2,835	C.V
	En appuis	3HA14+2HA12	207,24		0,458		
P-S	En travée	3HA14	131,88	51,12	0,431	2,835	C.V
	En appuis	3HA14+2HA12	207,24		0,274		

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

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

Avec :  $\bar{\tau}_s = 0.6 \Psi^2 f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{MPa}$

Pour  $\phi 14$  :  $L_s = 49,29 \text{cm}$  soit :  $L_s = 50 \text{cm}$ .

Pour  $\phi 12$  :  $L_s = 42,25 \text{cm}$  soit :  $L_s = 45 \text{cm}$ .

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

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

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

VI.2.5. Vérification à l'ELS

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max au béton et l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles

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

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

Etat limite de compression du béton

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

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

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

Avec :  $\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}}$  ,  $\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_{st}$

Tableau VI.2.10: Vérification des contraintes à l'ELS

Poutre	$M_{smax}$	A adopté	$\rho_1$	$\beta_1$	$k_{,1}$	$\sigma_{st}$ MPa	$\sigma_{bc}$	$\sigma_{bc} \leq 15$	$\sigma_{st} \leq 348$
principale	33,238	4,62	0,405	0,902	36,02	209,90	5,83	C.V	C.V
	56,477	6,88	0,604	0,885	28,48	244,09	8,57	C.V	C.V
secondaire	28,306	4,62	0,467	0,896	33,07	207,21	6,27	C.V	C.V
	38,898	6,88	0,695	0,879	26,32	194,91	7,41	C.V	C.V

**VI.3 Ferrailage des voiles**

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et à des forces horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux charges d'exploitations (Q), ainsi sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

**VI.3.1 Combinaison d'action**

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre Sont données ci-dessous :

$$\begin{array}{l}
 1,35G+1,5Q \dots\dots L'ELU \\
 G+Q \dots\dots\dots L'ELS
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} 1,35G+1,5Q \\ G+Q \end{array}} \right\} \text{BAEL 91}$$
  

$$\begin{array}{l}
 G + Q \pm E \\
 0,8 G \pm E
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} G + Q \\ 0,8 G \end{array}} \right\} \text{RPA99/ Version 2003}$$

**VI.3.2 Ferrailage des voiles**

Pour faire face à ces sollicitations, on va prévoir trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Pour faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose la structure en 4 zones :

- **Zone I** : RDC et 1<sup>ère</sup> étage.
- **Zone II** : 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage.
- **Zone III** : 4<sup>ème</sup> au 6<sup>ème</sup> étage.
- **Zone IV** : 7<sup>ème</sup> au 9<sup>ème</sup> étage.

**VI.3.3 Comportement d'un voile**

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé :  $\frac{h}{l} > 1.5$
- Voile court :  $\frac{h}{l} < 1.5$

### VI.3.4 Exposé de la méthode

La méthode à utiliser pour le ferrailage des voiles est la méthode de **RDM**. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**) et (**M**).

#### A. Calcul des contraintes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton.  $B = L \cdot e$

I : moment d'inertie du voile.

L : Longueur du voile.

e : Epaisseur du voile

V, V' : distance entre axe neutre et fibre tendue ou comprimée  $V = V' = \frac{L}{2}$

M : moment dans le voile

N : Effort normal dans le voile

$$L_t = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\min} - \sigma_{\max}} \times L_{\text{voile}}$$

$L_t$  : Longueur de la zone tendue.

#### B. Calcul des efforts normaux :

$$N_T = \frac{L_t \times \sigma_{\max} \times e_{\text{voile}}}{2}$$

#### C. Recommandations du RPA

##### a. Armatures verticales: (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003)

- ❖ Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de **0,20%B**
- ❖ La section totale d'armatures verticales de la zone tendue doivent rester au moins égale à **0, 20%** de la section horizontale du béton tendu.

$$A_{\min} = 0.002B \text{ (RPA version 2003 Art 7.7.4.1)}$$

$$A_{\min} = \frac{B f_{t28}}{f_e} \text{ (BAEL 91 modifier 99 Art A4.2.1)}$$

Avec : B : section du béton tendue

- ❖ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ❖ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ❖ A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **L/10** de la largeur du voile . Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15 cm**.

**b. Armatures horizontales: (Art 7.7.4.2 / RPA99 version 2003)**

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de 10  $\emptyset$  et disposées de manière à ce qu'elles servent de cadres aux armatures verticales.

**c. Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art 7.7.4.3/ RPA 99/2003)**

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :  
La section de ces armatures est :

$$\left. \begin{aligned} A_H &\geq 0,15\% \text{ Globalement dans la section du voile} \\ A_H &\geq 0,10\% \text{ En zone courante} \end{aligned} \right\}$$

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur

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

**D. 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/ Version 2003.

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

**E. Armatures de coutures :**

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

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{f_e}$$

Avec :  $T = 1,4 \times V_u$

$V_u$  : Effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

**F. Les potelets :**

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

**G. Espacement (Art 7.7.4.3/RPA 99 version 2003) :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S_t \leq \min\{1.5e. 30cm\}$$

Avec :  $e = 20cm$  : épaisseur du voile.

$$St \leq 1.5e$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

Dans notre cas :

$$St \leq \min \{30; 30cm\} \Rightarrow St \leq 30cm$$

**H. Longueur de recouvrement: (Art:7.7.4. 3, RPA 99/Ver 2003)**

Elles doivent être égales à :

- ❖  $40 \varnothing$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ❖  $20 \varnothing$  pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes.

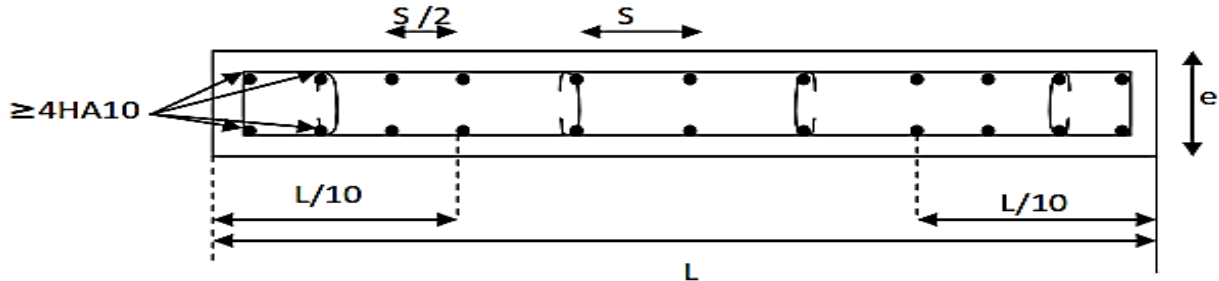


Figure VI.3.1 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

**I. Vérification à L'ELS**

**1- Contrainte du béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15MPa$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{t \max}}{B + 15A_{v\text{adp}}}$$

Avec :

$N_{t \max}$  : effort normal max appliqué

B : section de béton

$A_{v\text{adp}}$  : section d'armatures adoptée

**2- Contrainte de cisaillement :**

✓ *D'après l'RPA (Art 7.7.2 /RPA99 version 2003) :*

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5Mpa$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V_u}{L \times e \times 0.9}$$

L : Longueur du voile

e : épaisseur du voile

✓ *D'après le BAEL (Art 5.1.1 /BAEL91 modifiées 99).*

Il faut vérifier que :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{L \times e \times 0.9}$$

Avec

$\tau_u$  : la contrainte de cisaillement

Pour la fissuration préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}\right); 4 MPa$

$$\bar{\tau}_u = 3.26 MPa$$

VI.3.5 Exemple de calcul de voile:

1- Caractéristiques géométriques :

Zone I: VL1 Zone I

$$L = 1,50\text{m} \quad , \quad e = 0,20\text{ m} \quad , \quad B = 0,3\text{ m}^2 \quad , \quad I = 0,05626\text{ m}^4$$

$$V = \hat{V} = \frac{L}{2} = 0,75\text{ m}.$$

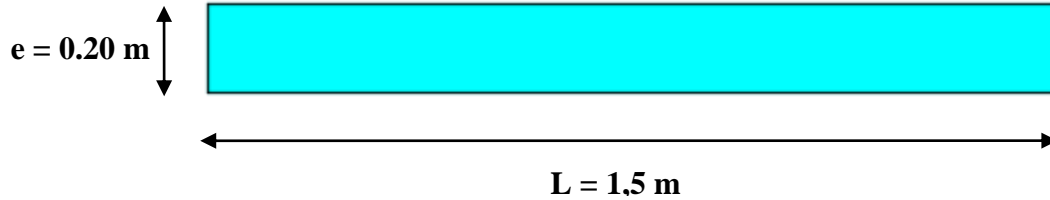


Figure VI.3.2 : Coupe du voile longitudinale.

Sollicitation de calcul :

$$N_{\max} = -487,93\text{ KN} \longrightarrow M_{\text{corr}} = 193,257\text{ KN.m} \longrightarrow T_{\text{corr}} = 45,35\text{ KN}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} = \frac{-487,93}{0,3} + \frac{193,257 \times 75}{0,05626} = 760,26\text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.\hat{V}}{I} = \frac{-487,93}{0,3} - \frac{193,257 \times 75}{0,05626} = -3362,55\text{ KN/m}^2$$

2- Calcul de  $L_t$  :

$$L_t = \frac{L \times \sigma_{\min}}{\sigma_{\min} - \sigma_{\max}} = \frac{1,5 \times -3362,55}{-3362,55 - 760,26} = 1,22\text{ m}$$

3- Détermination des efforts normaux :

$$N_t = \frac{L_t \times \sigma_{\max} \times e_{\text{voile}}}{2} = \frac{1,22 \times 760,26 \times 0,20}{2} = 93,01\text{ KN}$$

5-Calcul des armatures verticales :

$$A_{v1} = \frac{N_t}{\sigma_s} = \frac{93,01}{34,8} = 2,67\text{ cm}^2$$

$$A_{ji} = 1,1 \frac{1,4 \times V_u}{\sigma_s} = 1,1 \times \frac{1,4 \times 45,35}{34,8} = 2,01\text{ cm}^2$$

$$A_v = A_{v1} + A_{ji} = 2,67 + 2,01 = 4,68\text{ cm}^2$$

$$A_{\min} \geq \max\left(\frac{f_{t28} \times B}{f_e}; 0,2\%B\right)$$

$$= \max\left(\frac{2,1 \times 150 \times 25}{400}; 0,002 \times 150 \times 25\right)$$

$$A_{\min} \geq \max(9,05; 3,00) = 9,05\text{ cm}^2$$

$$A_{v/ml} = \max\left(\frac{A_v}{1,22}; \frac{A_{\min}}{1,5}\right) = 6,03\text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

Tableau VI.3.1 : Ferrailage adopté pour le voile longitudinal  $V_{L1}$ .

	Ferrailage adoptée pour une bonde de un mètre linéaire	Section total	Espacement
$A_{v\text{ adp}}$	2 × 5 HA 12	11,31	$S_t = 20\text{ cm}$

**6-Calcul des armatures horizontales :**

Selon le BAEL :  $A_h \geq \frac{A_{adp}}{4} = \frac{11,31}{4} = 2,82 \text{ cm}^2$

→  $A_h = 1,98 \text{ cm}^2$

Soit : 5HA10= 3,92 cm<sup>2</sup>/ml avec : St =20 cm

**7- 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 [Art 7.7.4.3 RPA99/V2003].

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré. On opte pour 4 épingles de HA8/m<sup>2</sup>.

**8-Vérification à l'ELS :**

**a- Espacement des barres :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$St \leq \min \{1.5 e; 30\text{cm}\} \Rightarrow St \leq 30 \text{ cm}$

$St = 15\text{cm} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

$Sh = 20\text{cm} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

**b- Contrainte du béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{t \max}}{B + 15 \times A_{v \text{ adp}}} = \frac{487,93}{0,30 + 15 \times 11,31} = 9,58 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 9,58 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

**c- Vérification au cisaillement :**

➤ D'après RPA99modifiées 2003 (Art A.7.7.2) :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V_u}{L \times e \times 0.9} = \frac{1.4 \times 45,35}{1,5 \times 0,20 \times 0,9 \times 10^3} = 2,79 \text{ MPa}$$

$\tau_b = 2,79 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots$  condition vérifiée.

➤ D'après BAEL91modifiées 99 (Art A.5.1.21) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{L \times e \times 0.9} = \frac{45,35}{1,5 \times 0,20 \times 0,9 \times 10^3} = 0,198 \text{ MPa}$$

Pour la fissuration préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma b} \right); 4 \text{ MPa}$

$$\bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,198 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.26 \text{ MPa} \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

Les résultats de calcul se résument dans les tableaux suivants :

Voiles de 1,80 m

S	I	Y
0,45	0,1215	0,9

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales					Armatures horizontales	Armatures transversales	Espacement		Vérification des constructions									
	N	M	Vu	COMB	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	Lt	Nt	As	Aji	As	Amin	Av	As /ml	Aadp	Aadp	Ah cm <sup>2</sup>	At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$		
																					tb	Observation	tu	Observation	σbc	Observation	
Zone I	-1394,71	42,282	23,16	GQEX	-2786,16	-3412,56	0	0,00	0,00	1,02	1,02	13,58	7,54	7,54	2 × 5HA 12	11,31	5 HA 10	3,92	4 ep HA 8	10	20	2,537	Condition vérifiée	0,181	Condition vérifiée	11,705	Condition vérifiée
	401,42	36,229	20,52	08GEX	1160,41	623,68	1,80	261,09	7,50	0,91	8,41	13,58	7,54														
	-488,63	309,116	58,71	GQEX	1203,90	-3375,59	1,33	199,67	5,74	2,60	8,34	13,58	7,54														
Zone II	-958,63	29,332	40,3	GQEX	-1913,01	-2347,56	0,00	0,00	0,00	1,78	1,78	13,58	7,54	7,54	2 × 5HA 12	11,31	5 HA 10	3,92	4 ep HA 8	10	20	3,217	Condition vérifiée	0,230	Condition vérifiée	8,045	Condition vérifiée
	145,79	19,309	27,31	08GEX	467,01	180,95	1,80	105,08	3,02	1,21	4,23	13,58	7,54														
	-467,86	180,145	74,45	GQEX	294,72	-2374,10	1,60	58,99	1,70	3,29	4,99	13,58	7,54														
Zone III	-633,96	24,214	49,22	GQEX	1229,44	-1588,16	1,01	155,92	4,48	2,18	6,66	13,58	7,54	7,54	2 × 5HA 12	11,31	5 HA 10	3,92	4 ep HA 8	10	20	3,264	Condition vérifiée	0,233	Condition vérifiée	5,320	Condition vérifiée
	6,48	12,912	29,21	08GEX	110,04	-81,24	0,76	10,52	0,30	1,29	1,59	13,58	7,54														
	-325	114,148	75,54	GQEX	123,32	-1567,76	1,67	25,72	0,74	3,34	4,08	13,58	7,54														
Zone IV	-301,77	83,132	55,52	GQEX	-54,81	-1286,39	0,00	0,00	0,00	2,46	2,46	13,58	7,54	7,54	2 × 5HA 12	11,31	5 HA 10	3,92	5 ep HA 8	10	20	2,399	Condition vérifiée	0,171	Condition vérifiée	2,532	Condition vérifiée
	46,9	86,466	40,93	08GEX	744,71	-536,27	0,75	70,15	2,02	1,81	3,83	13,58	7,54														
	-35,73	120,427	-12,92	GQEY	812,65	-971,45	0,98	99,56	2,86	-0,57	2,29	13,58	7,54														

Voiles de 1,5 m

S	I	Y
0,3	0,05625	0,75

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales					Armatures horizontales	Armatures transversales	Espacement		Vérification des constructions									
	N	M	Vu	COMB	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	Lt	Nt	As	Aji	As	Amin	Av	As /ml	Aadp	Aadp	Ah cm <sup>2</sup>	At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$		
																					tb	Observation	tu	Observation	σbc	Observation	
Zone I	-1400,5	29,781	47,36	GQEY	-3417,00	-4052,33	0	0,00	0,00	2,10	2,10	9,05	6,03	6,03	2 × 5HA 12	11,31	5 HA 10	3,92	4 ep HA 8	10	20	2,778	Condition vérifiée	0,198	Condition vérifiée	11,759	Condition vérifiée
	674,2	41,251	53,57	08GMEY	2237,88	1357,86	1,50	335,68	9,65	2,37	12,02	3,00	4,01														
	-487,93	193,257	45,35	GQEX	760,26	-3362,55	1,22	93,01	2,67	2,01	4,68	9,05	6,03														
Zone II	-996,77	6,273	40,46	GQEY	-2591,14	-2724,97	0	0,00	0,00	1,79	1,79	9,05	6,03	6,03	2 × 5HA 12	11,31	5 HA 10	3,92	4 ep HA 8	10	20	4,211	Condition vérifiée	0,301	Condition vérifiée	8,369	Condition vérifiée
	389,01	42,438	60,66	08GMEY	1490,03	584,69	1,50	223,50	6,42	2,68	9,11	9,05	6,03														
	-199,43	156,202	81,22	GQEX	1134,34	-2197,97	0,99	112,23	3,23	3,59	6,82	9,05	6,03														
Zone III	-675,77	4,825	23,44	GQEY	-1750,59	-1853,52	0	0,00	0,00	1,04	1,04	9,05	6,03	6,03	2 × 5HA 12	11,31	5 HA 10	3,92	4 ep HA 8	10	20	4,632	Condition vérifiée	0,331	Condition vérifiée	5,674	Condition vérifiée
	195,07	38,527	51,63	08GMEY	931,14	109,23	1,50	139,67	4,01	2,28	6,30	9,05	6,03														
	-208,3	128,487	89,34	GQEX	815,06	-1925,99	1,05	85,91	2,47	3,95	6,42	9,05	6,03														
Zone IV	-313,36	38,412	30,04	ELU	-425,90	-1245,35	0	0,00	0,00	1,33	1,33	9,05	6,03	6,03	2 × 5HA 12	11,31	5 HA 10	3,92	5 ep HA 8	10	20	2,241	Condition vérifiée	0,160	Condition vérifiée	2,631	Condition vérifiée
	14,93	49,35	48,15	08GEX	566,21	-486,59	0,69	39,25	1,13	2,13	3,26	9,05	6,03														
	-85,68	120,683	43,21	GQEX	1058,81	-1515,77	0,88	93,50	2,69	1,91	4,60	9,05	6,03														

Voiles de 3.3 m

S	I	Y
0,495	0,4492125	1,65

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales						Armatures horizontales	Armatures transversales	Espacement		Vérification des constructions								
	N	M	Vu	COMB	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	Lt	Nt	As	Aji	As	Amin	Av	As/ml	Aadp	Aadp	Ah cm <sup>2</sup>	At/ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$		
																					$\tau_b$	Observation	$\tau_u$	Observation	$\sigma_{bc}$	Observation	
Zone I	-3061,9	223,92	9,38	ELU	-5416,52	-7145,12	0	0	0	0,42	0,42	12,99	3,94	18,68	2 × 5HA 16	20,10	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	20	2,462	Condition vérifiée	1,797	Condition vérifiée	9,269	Condition vérifiée
	-750,92	387,311	477,39	08GEX	-45,38	-3035,31	0	0	0	21,13	21,13	12,99	3,94														
	-1857,19	4090,907	783,39	GQEX	11980,70	-1959,94	0,46	336,88	8,42	13,99	22,41	12,99	18,68														
Zone II	-2046,23	104,571	1,58	ELU	-3793,77	-4601,02	0	0	0	0,07	0,07	12,99	3,94	13,62	2 × 5HA 14	15,39	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	20	1,335	Condition vérifiée	0,974	Condition vérifiée	9,673	Condition vérifiée
	-639,05	325,578	326,66	08GEX	-54,19	-2567,56	0	0	0	14,46	14,46	12,99	3,94														
	-1220,28	1409,966	424,68	GQEX	2939,13	-7945,41	2,41	708,01	20,35	45,27	65,62	12,99	13,62														
Zone III	-1686,38	75,679	-3,94	ELU	-3167,13	-3751,35	0	0	0	-0,17	-0,17	12,99	3,94	7,28	2 × 5HA 12	11,31	5 HA 10	3,92	4 ep HA 8	10	20	0,953	Condition vérifiée	0,695	Condition vérifiée	10,407	Condition vérifiée
	-417,28	431,653	175,2	08GEX	810,16	-2522,08	2,50	93,39	2,68	19,36	22,05	12,99	4,41														
	-1019,32	765,389	303,18	GQEX	863,38	-5045,21	2,82	112,28	3,23	37,81	41,03	12,99	7,28														
Zone IV	-943,54	36,664	-6,99	ELU	-1793,95	-2076,98	0	0	0	-0,31	-0,31	12,99	3,94	4,05	2 × 5HA 12	11,31	5 HA 10	3,92	4 ep HA 8	10	20	0,505	Condition vérifiée	0,368	Condition vérifiée	7,909	Condition vérifiée
	-119,75	107,689	65,77	08GEX	170,02	-661,31	2,63	20,60	0,59	7,64	8,23	12,99	3,94														
	-544,04	483,916	160,67	GQEX	751,87	-2983,83	2,64	91,47	2,63	18,74	21,37	12,99	4,05														

Voiles de 4.2 m

S	I	Y
0,84	1,2348	2,1

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales						Armatures horizontales	Armatures transversales	Espacement		Vérification des constructions								
	N	M	Vu	COMB	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	Lt	Nt	As	Aji	As	Amin	Av	As/ml	Aadp	Aadp	Ah cm <sup>2</sup>	At/ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$		
																					$\tau_b$	Observation	$\tau_u$	Observation	$\sigma_{bc}$	Observation	
Zone I	-1753,61	175,128	113,69	GQEY	-2921,18	-4273,12	0,00	0,00	0,00	5,03	5,03	25,34	6,34	6,34	2 × 5HA 12	11,31	5 HA 10	3,92	4 ep HA 8	10	20	3,877	Condition vérifiée	0,277	Condition vérifiée	7,246	Condition vérifiée
	841,58	225,607	187,64	08GMEY	2597,13	855,51	4,20	519,43	14,93	8,30	23,23	25,34	6,34														
	700,81	233,09	199,37	GQEY	2337,25	-1959,94	1,82	203,05	5,83	8,82	14,66	25,34	6,34														
Zone II	-1141,13	107,12	79,24	GQEY	-1927,31	-2754,25	0,00	0,00	0,00	3,51	3,51	25,34	6,34	6,34	2 × 5HA 12	11,31	5 HA 10	3,92	4 ep HA 8	10	20	2,220	Condition vérifiée	0,159	Condition vérifiée	6,153	Condition vérifiée
	413,13	109,592	114,19	08GMEY	1270,46	424,44	4,20	254,09	7,30	5,05	12,35	25,34	6,34														
	413,13	109,592	114,19	08GMEY	1270,46	424,44	4,20	254,09	7,30	5,05	12,35	25,34	6,34														
Zone III	-753,1	92,775	75,3	GQEY	-1186,72	-1902,92	0,00	0,00	0,00	3,33	3,33	25,34	6,34	6,34	2 × 5HA 12	11,31	5 HA 10	3,92	4 ep HA 8	10	20	1,464	Condition vérifiée	0,105	Condition vérifiée	5,515	Condition vérifiée
	183,41	90,026	99,56	08GMEY	723,71	28,74	4,20	144,74	3,77	4,41	8,18	25,34	6,34														
	-753,1	92,775	75,3	GQEY	-1186,72	-1902,92	0,00	0,00	0,00	3,33	3,33	25,34	6,34														
Zone IV	-281,87	65,793	59,39	GQEY	-324,24	-832,15	0,00	0,00	0,00	2,63	2,63	25,34	6,34	6,34	2 × 5HA 12	11,31	5 HA 10	3,92	5 ep HA 8	10	20	0,381	Condition vérifiée	0,027	Condition vérifiée	1,860	Condition vérifiée
	1,18	86,036	28,43	08GMEY	334,51	-329,67	1,99	31,63	0,91	1,26	2,17	25,34	6,34														
	-13,62	95,945	19,6	GQEY	342,40	-398,27	2,15	35,07	1,01	0,87	1,88	25,34	6,34														

Voiles de 4.8 m

S	I	Y
0,96	1,8432	2,4

	Sollicitation de calcul								Armatures verticales						Armatures horizontales		Armatures transversales		Espacement		Vérification des constructions						
	N	M	Vu	COMB	$\sigma_{max}$	$\sigma_{min}$	Lt	Nt	As	Aji	As	Amin	Av	As /ml	Aadp	Avadp	Ah cm <sup>2</sup>	At / ml	nodale	Courante	$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$		$\tau_u < \bar{\tau}_u = 3,26 \text{ MPa}$		$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$		
																					$\tau_b$	Observation	$\tau_u$	Observation	$\sigma_{bc}$	Observation	
Zone I	-2108,6	817,645	76,86	GQEX	-1169,34	-7481,33	0,00	0,00	0,00	3,40	3,40	28,97	7,24	12,97	2 × 5HA 14	15,39	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	20	0,627	Condition vérifiée	0,537	Condition vérifiée	9,953	Condition vérifiée
	-392,89	378,892	83,59	08GEX	656,54	-2268,40	3,10	96,99	2,79	3,70	6,49	28,97	7,24														
	-2064,56	3433,581	386,88	GQEY	9018,14	-1959,94	0,71	306,67	8,81	17,12	25,93	28,97	12,97														
Zone II	-1703,92	490,072	67,33	GQEX	-1603,61	-5386,83	0,00	0,00	0,00	2,98	2,98	28,97	7,24	7,24	2 × 5HA 12	11,31	5 HA 12	5,65	4 ep HA 8	10	20	0,370	Condition vérifiée	0,317	Condition vérifiée	10,495	Condition vérifiée
	-391,05	181,571	69,57	08GEX	-101,32	-1502,99	0,00	0,00	0,00	3,08	3,08	28,97	7,24														
	-1629,88	2278,694	228,53	GQEY	5452,09	-12138,78	2,76	716,62	20,59	10,11	30,71	28,97	7,24														
Zone III	-1324,31	129,893	16,54	ELU	-2215,16	-3217,90	0,00	0,00	0,00	0,73	0,73	28,97	7,24	7,24	2 × 5HA 12	11,31	5 HA 10	3,92	4 ep HA 8	10	20	0,228	Condition vérifiée	0,195	Condition vérifiée	11,073	Condition vérifiée
	-301,63	69,175	56,97	08GEX	-351,72	-885,73	0,00	0,00	0,00	2,52	2,52	28,97	7,24														
	-452,68	1270,91	140,45	08GMEY	3976,96	-5834,11	2,38	450,45	12,94	6,22	19,16	28,97	7,24														
Zone IV	-705	57,62	26,33	ELU	-1223,75	-1668,56	0,00	0,00	0,00	1,17	1,17	28,97	7,24	7,24	2 × 5HA 12	11,31	5 HA 10	3,92	5 ep HA 8	10	20	0,363	Condition vérifiée	0,311	Condition vérifiée	5,895	Condition vérifiée
	-47,54	6,55	81,31	08GMEY	-72,24	-122,80	0,00	0,00	0,00	3,60	3,60	28,97	7,24														
	-589,72	436,181	224,24	GQEY	473,91	-2893,28	3,44	77,56	2,23	9,92	12,15	28,97	7,24														

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

**Introduction :**

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des efforts apportés par la structure au sol. Ces efforts consistent en :

- Un effort normal : charge et surcharge verticale centrée.
- Une force horizontale : résultante de l'action sismique.
- Un moment qui peut être de valeur variable.

Nous pouvons classer les fondations selon le mode d'exécution et la résistance aux

Sollicitations extérieures, en :

- **Fondations superficielles** : Utilisées pour des sols de bonne capacité portante. Elles sont réalisées près de la surface, (semelles isolées, semelles filantes et radier).
- **Fondations profondes** : Utilisées lorsque le bon sol est assez profond (pieux, puits).

Le choix du type de fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- Capacité portante du sol
- Charges qui leurs sont transmises.
- Distance entre axes des poteaux.
- Profondeur du bon sol.

Les combinaisons de charges à prendre en considération pour le calcul des fondations sont les suivantes :

1.35G+1.5Q (ELU) (BAEL91/révisé99)[2].

G + Q ± E [Combinaisons d'actions sismiques (RPA 99 version 2003) [1].

0.8G ± E

**VII.1.Étude géotechnique du sol :**

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

- La contrainte admissible du sol est  $\sigma_{sol} = 2.00$  bars.
- Absence de nappe phréatique, donc pas de risque de remontée des eaux.

**VII.2. Choix du type de fondations :**

Le choix du type de fondation dépend en général de plusieurs paramètres :

- Type de structure
- Type d'ouvrage à construire.
- Caractéristiques du sol.
- Nature et homogénéité du sol.
- Charge totale transmise au sol.
- Raison économique.

Dans notre

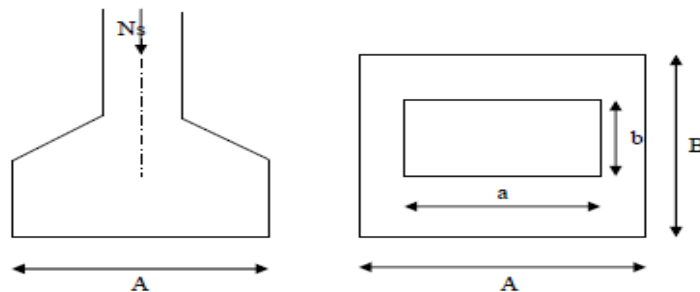
**VII.3. Dimensionnement des semelles :**

➤ **Semelles isolées sous poteaux :**

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal  $N_{s_{max}}$  qui est obtenu à la base de tous les poteaux du rez-de-chaussée

$$A \cdot B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

**Homothétie des dimensions :**  $\frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K = 1$  D'ou  $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}}$



Figure\_VII.1. Schéma statique de la semelle isolée

**Exemple de calcul :**

$N_{ser} = 1268,82\text{KN.}$

$\sigma_{sol} = 0,20 \text{ MPa.}$

$B \geq \sqrt{\frac{1268,82}{200}} = 2.51\text{m}$  Donc :  $A = B = 2,60 \text{ m.}$

**Conclusion :**

L'importance des dimensions des semelles exposé nos fondations au risque de chevauchement, alors on a opté pour des semelles filantes.

➤ **Semelles filantes :**  
 ➤ **Semelles filantes sous voiles :**

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{s} = \frac{G+Q}{B \times L} \longrightarrow B \leq \frac{G+Q}{\sigma_{sol} \times L}$$

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle sous voile.

G : Charge permanente revenant au voile considéré.

Q : Charge d'exploitation revenant au voile considéré.

$\sigma_{sol}$  : contrainte admissible de sol ( $\sigma_{sol} = 0.20$  MPA).

Les résultats de calcul sont résumés sur le tableau ci – dessous :

**Tableau VII-1 : Surface des semelles filantes sous voiles.**

	Voiles	Longueur	Ns max (KN)	Largeur B(m)	S= LxB (m2)	Nombres	S totale (m <sup>2</sup> )
<b>Voiles transversaux</b>	V4	1,50	174,93	0,58	0,87	1	0,87
	V5	1,80	390,02	1,08	1,95	1	1,95
	V6	4,20	452,76	0,54	2,26	1	2,26
	V7	4,80	492,93	0,51	2,46	1	2,46
							<b>7,54</b>

➤ **Semelles filantes sous poteaux :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que le centre de gravité coïncide avec le point d'application de la résultante des charges agissant sur la semelle.

• **Étapes de calcul**

- Déterminer la résultante des charges « R » ( $R = \sum N_i$ ),

- Puis la coordonnée de cette résultante « e » ( $e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$ ).

- Enfin, déduire la répartition (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle filante tel que:

$e \leq \frac{L}{6} \rightarrow$  Répartition trapézoïdale.

$e > \frac{L}{6} \rightarrow$  Répartition triangulaire.

Avec L : longueur du bâtiment.

$$q_{\max} = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{6e}{L} \right) \quad q_{\min} = \frac{R}{L} \left( 1 - \frac{6e}{L} \right) \quad \text{et} \quad q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left( 1 + \frac{3e}{L} \right)$$

- Détermination de largeur B de la semelle :  $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

Tableau VII.2 : Résultats des charges sous poteaux.

Poteaux	Nser(KN)	M(KN.m)	ei (m)	Nser× ei
16	862,93	-2,76	-4,50	-3883,19
17	1268,82	-2,01	-0,30	-380,65
18	886,73	7,75	4,50	3990,29
Somme	3018,48	2,98	/	-273,55

$$e = \frac{-273,55+2,98}{3018,48} = -0.09 \text{ m}$$

Donc l'excentricité e = -0.09 m

Distribution par [ml] de la semelle :

$$e = 0,09 \text{ m} \leq \frac{L}{6} = \frac{9}{6} = 1,5 \text{ m} \rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$q_{\min} = \frac{N_s}{L} \left( 1 - \frac{6.e}{L} \right) = \frac{3018,48}{9} \left( 1 + \frac{6 \cdot 0,09}{9} \right) = 355,51 \text{ KN/m.}$$

$$q_{\max} = \frac{N_s}{L} \left( 1 + \frac{6.e}{L} \right) = \frac{3018,48}{9} \left( 1 - \frac{6 \cdot 0,09}{9} \right) = 315,26 \text{ KN/m.}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N_s}{L} \left( 1 + \frac{3.e}{L} \right) = \frac{3018,48}{9} \left( 1 + \frac{3 \cdot 0,09}{9} \right) = 325,33 \text{ KN/m.}$$

**Détermination de la largeur de la semelle:**

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{325,33}{200} = 1.63 \text{ m.}$$

On prend B=1.65 m

Nous aurons donc :  $S_p = B \times L = 1,65 \times 9 = 14,85 \text{ m}$

$$S_v = 9,50 \text{ m}^2.$$

$$S_t = (n \times S_p) + S_v = (8 \times 14,85) + 7,54 = 126,34 \text{ m}^2$$

La surface totale du bâtiment est :  $S_{bat} = 9 \times 23,20 = 208,80 \text{ m}^2$

$$\frac{S_T}{S_{Batiment}} = \frac{126,34}{208,80} = 0.6050$$

La surface totale des semelles filantes représente 60,50 % de la surface de bâtiment.

**Conclusion :**

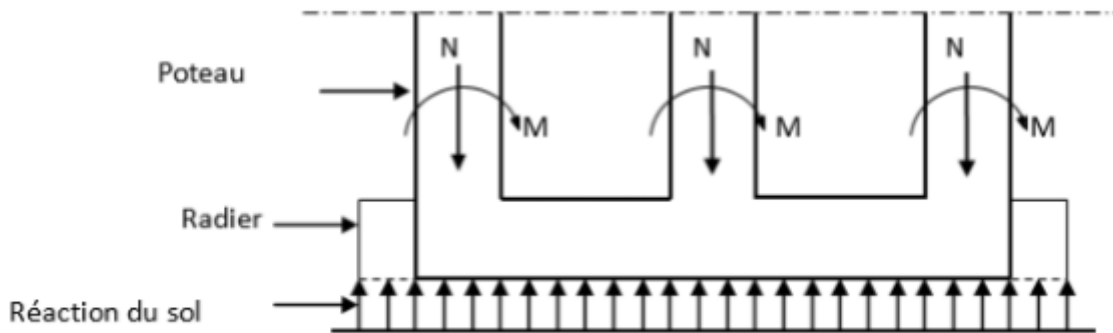
Puisque les semelles occupent plus de 50% de la surface totale du bâtiment, on opte pour un radier nervuré comme fondation de notre bâtiment.

**VII.4. Calcul du radier :**

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol et à son poids propre.

Le radier présente les avantages suivants :

- Grande rigidité en son plan horizontal
- Bonne répartition des charges
- Évite les tassements différentiels importants
- Facilité de coffrage et la mise en œuvre du béton
- Rapidité d'exécution



**Figure VII.2 : Schéma du radier**

**VII.4.1-Pré-dimensionnement du radier :**

**a) Selon la condition d'épaisseur minimale :**

- La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{min} \geq 25$  cm)

La dalle de radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20}$$

$L_{max}$  : portée maximale

$$L_{max} = 480 \text{ cm}$$

$$h_r \geq \frac{480}{20} = 24 \text{ cm} \quad \text{on prend } h_r = 40 \text{ cm}$$

- **La nervure :**

La hauteur de la nervure :

Elle doit vérifier la condition suivante :

$$h_{nervure} \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{480}{10} = 48 \text{ cm} \quad \text{On prend } h_{nervure} = 60 \text{ cm}$$

b) Condition de longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{K \cdot b}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol. Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} \cdot L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot L_{\max}\right)^4 \frac{3 \cdot K}{E}}$$

$L_{\max}$  : distance maximale entre nœud de nervure.

$L_e$  : longueur élastique.

$K$  : module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface  $K = 40$  [MPa] pour un sol moyen.

$I$  : Inertie de la section du radier ( $b = 1\text{m}$ ).

$E$  : module de déformation longitudinale différée  $\sqrt[3]{f_{c28} E} = 10818.86$  [MPa]

$E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86$  MPa Avec  $f_{c28} = 25$  Mpa

$B$  : Largeur de la bande ( $B=1\text{m}$ )

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{3,14} \cdot 4,80\right)^4 \frac{3 \cdot 40}{10818,86}} = 0.989$$

D'après ces conditions On prend :  **$h_{\text{nervure}} = 110$  cm**

- **La largeur des nervures :**

$$0.4h \leq b_{\text{nervure}} \leq 0.7h$$

$44 \leq b_{\text{nervure}} \leq 77$  On prend  **$b_{\text{nervure}} = 55$  cm**

- **Dalle flottante :**

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{40}$$

$$\frac{480}{50} \leq h_t \leq \frac{480}{40} \rightarrow 9.6 \text{ cm} \leq h_t \leq 12 \text{ cm} \text{ Soit } h_{\text{df}} = 10 \text{ cm.}$$

**Conclusion :** D'après les calculs précédents, on adopte le dimensionnement suivant :

**Hauteur de la nervure**  **$h_{\text{nervure}} = 110$  cm**

**Largeur de la nervure**  **$b_{\text{nervure}} = 55$  cm**

**Hauteur de la dalle de radier**  **$h_d = 40$  cm**

**Hauteur de la dalle flottante :**  **$h_{\text{df}} = 10$  cm**

**VII.4.2- détermination des sollicitations**

Pour déterminer cette surface, on a besoin de charges permanentes et de charges d'exploitations qui sont obtenu à partir du logiciel ETABS.

**a. Poids de la superstructure :**

Charge du bâtiment  $G_{bat} = 23250,38$  KN.

Charge d'exploitation  $Q_{bat} = 3757,41$  KN.

**b. Combinaison d'action :**

**ELU**  $\rightarrow N_U = 1.35G_{BT} + 1.5Q_{BT} = 1.35 (23250,38) + 1.5 (3757,41) = 37024,13$  KN

**ELS**  $\rightarrow N_S = G_{BT} + Q_{BT} = 23250,38 + 3757,41 = 27007,79$  KN

**VII -4-3 Détermination de la surface du radier :**

$$\text{A l'ELU : } S_{radier} \geq \frac{N_u}{1,33 \cdot \sigma_{sol}} = \frac{37024,13}{1,33 \times 200} = 139,19 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{radier} \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{27007,79}{200} = 135,04 \text{ m}^2$$

D'où:  $S_{bat} > \max (S_1, S_2)$

$$S_{bat} = 208,8 \text{ m}^2 > S_{radier} = 139,19 \text{ m}^2$$

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous impose le BAEL, et qui sera calculé comme suit :

$$L_{déb} \geq \max \left( \frac{h}{2}; 30 \text{ cm} \right) = \left( \frac{110}{2}; 30 \text{ cm} \right) = 55 \text{ cm.}$$

On prend:  $L_{déb} = 55 \text{ cm.}$

$$S_{radier} = S_{bat} + S_{déb}$$

$$\text{Sachant que } S_{déb} = (l_x + l_y) \times 2 \times l_{déb} = (23,2 + 9) \times 2 \times 0,55 = 35,42 \text{ m}^2.$$

$$S_{radier} = 208,8 + 35,42 = 244,22 \text{ m}^2.$$

Donc on aura une surface totale du radier :  $S_{radier} = 244,22 \text{ m}^2.$

**VII -4-4. Détermination des efforts à la base du radier :**

• **Poids du radier :**

$G_{rad} =$  Poids de la dalle + poids de la nervure + poids de (T.V.O) + poids de la dalle flottante

• **Poids de la dalle**

$$\text{Poids de la dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_b = 244,2 \times 0,4 \times 25 = 2442,2 \text{ KN}$$

• **Poids des nervures**

Poids des nervures =  $\{b_n \times (h_n - h_r) \times (L_x \times n + L_y \times n)\} \rho_b$   
 $= 0,55 \times (1,1 - 0,40) \times (23,2 \times 3 + 9 \times 8) \times 25 = 1362,9 \text{ KN}$

• **Poids de T.V.O**

$$P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \cdot (h_n - h_d) \cdot \rho$$

Sachant que:  $S_{ner} = b \times l_x \times n + b \times l_y \times m = 0,55 \times (23,2 \times 3 + 9 \times 8) = 77,88 \text{ m}^2$

$$P_{TVO} = (244,22 - 77,88) \times (1,1 - 0,40) \times 17 = 1979,446 \text{ KN}$$

• **Poids de la dalle flottante**

Poids de la dalle flottante =  $S_{rad} \times e_p \times \rho_b$

Poids de la dalle flottante =  $244,22 \times 0,10 \times 25 = 610,55 \text{ KN}$

Donc :

$$G_{rad} = 2442,2 + 1362,9 + 1979,446 + 610,55 = 6395,09 \text{ KN}$$

• **Poids total de la structure :**

$$G_{tot} = G_{rad} + G_{bat} = 23250,38 + 6395,09 = 29645,47 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = Q_{bat} + Q_{rad} = 3757,41 + (2,5 \times 244,22) = 4367,96 \text{ KN}$$

• **Combinaison d'actions :**

- A l'état limite ultime :  $N_u = 1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q = 46573,32 \text{ KN}$

- A l'état ultime de service :  $N_s = G + Q = 34013,43 \text{ KN}$

**VII-5.Vérification à l'ELU :**

• **Vérification de la contrainte de cisaillement (BAEL91 /Art A.5.1.211) :**

La fissuration est préjudiciable, d'où :

On doit vérifier que :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min \left( \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d = 0,9 \cdot h_d = 0,9 \cdot 40 = 36 \text{ cm}$$

$$T_u^{max} = q_u \cdot \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{max}}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{46573,32 \times 1}{244,22} \cdot \frac{4,8}{2} = 457,69 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u = \frac{457,69 \times 10^{-3}}{1 \times 0,36} = 1,27 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa.} \dots \dots \dots \text{ Condition vérifiée.}$$

• **Vérification de la stabilité du radier :**

**a) Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{23,2}{2} = 11,60 \text{ m} ; Y_G = \frac{9}{2} = 4,5 \text{ m.}$$

**b) Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{23,2 \times (9)^3}{12} = 1409,40 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{9 \times (23,2)^3}{12} = 9365,38 \text{ m}^4$$

La stabilité du radier consiste à faire une vérification des contraintes du RDC le radier, qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré

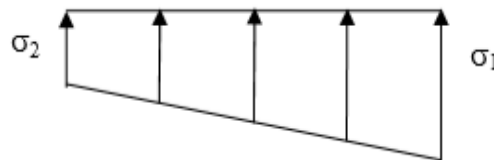
$$M = M_0 + T_0h$$

$M_0$  : Moment sismique à la base de la structure dans le sens considéré.

$T_0$  : Effort tranchant à la base de la structure.

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne



Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans les deux sens :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Ainsi on doit vérifier que :

**A l'ELU :**  $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33 \sigma_{SOL}$

**A l'ELS :**  $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{SOL}$

Avec :  $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$

Calcul des moments :

$$M_{xx} = 25466,334 + 1186,84 \times 11,60 = 26653,17 \text{ kN.m}$$

$$M_{yy} = 29714,723 + 1377,09 \times 4,5 = 31091,81 \text{ kN.m}$$

**a) Sens longitudinal**

**A L'ELU**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M}{I_{xx}} X_G = \frac{46573,32}{244,22} + \frac{26653,17}{1409,40} \times 11,6 = 209,39 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I_{xx}} X_G = \frac{46573,32}{244,22} - \frac{26653,17}{1409,40} \times 11,6 = 171,57 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 209,39 + 171,57}{4} = 199,94 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 199,94 \leq 1.33\sigma_{sol} = 266$$

**A L'ELS**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M}{I_{xx}} X_G = \frac{34013,43}{244,22} + \frac{26653,17}{1409,40} \times 11,6 = 158,18 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I_{xx}} X_G = \frac{34013,43}{244,22} - \frac{26653,17}{1409,40} \times 11,6 = 120,36 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 158,18 + 120,36}{4} = 148,73 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 148,73 \leq \sigma_{sol} = 200$$

**b) Sens transversal**

**A L'ELU**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M}{I_{yy}} Y_G = \frac{46573,32}{244,22} + \frac{31091,81}{9365,38} \times 4,5 = 205,64 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I_{yy}} Y_G = \frac{46573,32}{244,22} - \frac{31091,81}{9365,38} \times 4,5 = 175,76 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 205,64 + 175,76}{4} = 198,17 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 198,17 \leq 1.33\sigma_{sol} = 266$$

**A L'ELS**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{radier}} + \frac{M}{I_{yy}} Y_G = \frac{34013,43}{244,22} + \frac{31091,81}{9365,38} \times 4,5 = 154,21 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{radier}} - \frac{M}{I_{yy}} Y_G = \frac{34013,43}{244,22} - \frac{31091,81}{9365,38} \times 4,5 = 124,33 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = \frac{3 \times 154,21 + 124,33}{4} = 146,74 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 146,74 \leq \sigma_{sol} = 200$$

**VII-6. Ferrailage du radier :**

Pour le calcul du ferrailage, on utilise les méthodes exposées dans le BAEL 91. Le radier sera calculé comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie. On distingue deux cas :

**1<sup>er</sup> cas :** si  $\rho < 0,4$  la flexion longitudinale est négligeable.

$$M_{0x} = q_u \cdot \frac{L_x^2}{8} \quad \text{et} \quad M_{0y} = 0$$

**2<sup>ème</sup> cas :** si  $0,4 \leq \rho \leq 1$  les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

Dans le sens de la petite portée  $L_x$  :  $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$

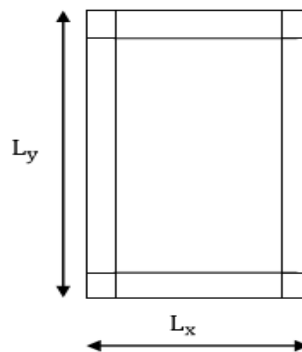
Dans le sens de la petite portée  $L_y$  :  $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés par les tables de **PIGEAUD**.

Avec :  $\rho = \frac{L_x}{L_y}$  ;  $L_x < L_y$

**Remarque :**

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on adoptera la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.



**Figure VII -3 : panneau de dalle**

➤ **Identification du panneau le plus sollicité :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,60}{4,80} = 0,74$$

$0,4 \leq \rho \leq 1$  La dalle travaille dans les deux sens

Pour le calcul du ferrailage, on soustraira de la contrainte maximale, la contrainte due au poids propre du radier, ce dernier étant directement repris par le sol.

$$\text{ELU : } q_{um} = \sigma_m (\text{ELU}) - \frac{G_{rad}}{s_{rad}} = 199,94 - \left( \frac{6395,09 \times 1,35}{244,22} \right) \times 1\text{m} = 164,59 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{sm} = \sigma_m (\text{ELS}) - \frac{G_{rad}}{s_{rad}} = 148,73 - \left( \frac{6395,09}{244,22} \right) \times 1\text{m} = 122,54 \text{ KN/ml}$$

• **Calcul à l'ELU :**

**Calcul des armatures à l'ELU :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,6}{4,8} = 0.74 \quad \Rightarrow \quad \mu_x = 0.0634$$

$$\mu_y = 0.494$$

$$M_x = 0,0634 \times 164,59 \times 3,6^2 = 135,24 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,494 \times 135,24 = 66,81 \text{ KN.m}$$

**Remarque :**

Afin de tenir compte du semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur affectant un coefficient :

- 0,85 : pour les moments en travées de rives.
- 0,50 : pour les moments sur appuis intermédiaires.
- 0,30 : pour les moments sur appuis de rives.

**Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 135,24 = 114,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 66,81 = 56,79 \text{ KN.m}$$

**Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 135,24 = -67,62 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 M_{0y} = -0,5 \times 66,81 = -33,40 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fera en flexion simple pour une bande de 1 ml

Avec : b = 100 cm ; d = 38 cm ; f<sub>bu</sub> = 14,2 MPa ; σ<sub>s</sub> = 348 MPa

$$\mu_u = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} \quad A_{app} = \frac{M_{ua}}{\beta d \sigma_s}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.3 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle du radier.**

Sens	zone	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ <sub>u</sub>	β	Section	A (cm <sup>2</sup> )	A adoptée (cm <sup>2</sup> )		st (cm)
xx	<i>Appuis</i>	67,62	0,033	0,984	SSA	4,52	5 HA 12	5,65	20
	<i>Travée</i>	114,95	0,056	0,972	SSA	7,78	5 HA 14	7,79	20
yy	<i>Appuis</i>	67,62	0,033	0,984	SSA	4,52	5 HA 12	5,65	20
	<i>travée</i>	56,79	0,028	0,988	SSA	3,78	5 HA 12	5,65	20

**Remarque :**

Les armatures en travée constituent le lit supérieur, et les armatures en appuis le lit inférieur.

- **Vérifications à l'ELU**

- a. **Condition de non-fragilité (Art. B.7.4/BAEL 91 modifiées 99) [3] :**

Avec :

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 38 \times 2.10}{400} = 4,58 \text{ cm}^2$$

**Tableau VII -4. Vérification de la condition de non fragilité.**

Sens	zone	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Observation
xx	Appuis	5,65	4,58	Condition vérifiée
	Travée	7,79		Condition vérifiée
yy	Appuis	5,65		Condition vérifiée
	travée	5,65		Condition vérifiée

**b. Espacements des barres (BAEL 91/révisée99, Art. A.8.2, 42) [2]**

Pour des charges réparties seulement :

**Direction (x-x):**  $St = 20 \text{ cm} < \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ . Condition vérifiée

**Direction (y-y) :**  $St = 20 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ . Condition vérifiée.

**C. Vérification de la contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b.d} \leq \tau_u$$

**Sens x-x :**

$$V_u = \frac{P}{3l_y}$$

Avec  $p = q_{um} \times l_x \times l_y = 164,59 \times 4,80 \times 3,60 = 2844,12 \text{ KN/m}^2$

Donc  $\frac{2844,12}{3 \times 4,80} = 197,51 \text{ KN}$

**Sens y-y :**

$$V_u = \frac{p}{2 l_y + l_x} = \frac{2844,12}{2 \times 4,80 + 3,60} = 215,46 \text{ KN}$$

$$\rightarrow \tau_u = \frac{215,46 \times 10^{-3}}{1 \times 0,38} = 0,57$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{1,5}; 5 \text{ MPA}\right)$$

$$\tau_u = \min(3,33 \text{ MPA}; 5 \text{ MPA})$$

$\tau_u = 0,57 \text{ MPa} \leq \tau_u = 3,33 \text{ MPa}$  **Condition vérifiée.**

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**Calcul et vérification à l'E.L.S**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,60}{4,8} = 0,74 \Rightarrow \mu_x = 0,0696$$

$$\mu_y = 0,632$$

**• Evaluation des moments  $M_x$  et  $M_y$  :**

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 0,0696 \times 122,54 \times (3,60)^2 = 110,53 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,632 \times 110,53 = 69,85 \text{ KN.m}$$

**Moments en travées :**

$$M_{tx} = 0,85 M_{0x} = 0,85 \times 110,53 = 93,95 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 M_{0y} = 0,85 \times 69,85 = 59,37 \text{ KN.m}$$

**Moments aux appuis :**

$$M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 110,53 = -55,27 \text{ KN.m}$$

$$M_{ay} = -0,5 M_{0y} = -0,5 \times 110,53 = -55,27 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification de la contrainte de compression dans le béton :**

**• Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc} = 15 \text{ MPA}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = k \times \sigma_{st} \text{ Avec } K = \frac{1}{K_1}$$

- **Contrainte dans les aciers :**

$$\sigma_{st} \leq \sigma_s = 348 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^{max}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\beta_1 \text{ et } k_1: \text{ est en fonction de } \rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d}$$

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

**Tableau VII.5: Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier.**

Sens	Zone	A <sub>s</sub>	M <sub>s</sub> (KN .m)	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>st</sub> MPA	σ̄ <sub>st</sub> MPA	σ <sub>bc</sub> MPA	σ̄ <sub>bc</sub> MPA	obs
X-X	Appuis	5,65	55,27	0,149	0,937	64,37	274,74	348	4,27	15	<b>C.V</b>
	Travée	6,88	92,43	0,181	0,916	44,52	325,92	348	7,32	15	<b>C.V</b>
Y-Y	Appuis	5,65	55,27	0,149	0,937	64,37	274,74	348	4,27	15	<b>C.V</b>
	Travée	5,65	59,37	0,149	0,937	64,37	295,12	348	4,58	15	<b>C.V</b>

### VII-7.Ferraillage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens.

Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

**1. Chargement simplifié admis :** Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités.

Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante a un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (largeur l<sub>m</sub>) et le même effort tranchant (largeur l<sub>t</sub>) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

#### Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

- **Charge trapézoïdale :**

$$\text{Moment fléchissant : } I_m = I_x \left( 0.5 - \frac{\rho^2}{6} \right)$$

$$\text{Effort tranchant : } I_t = I_x \left( 0.5 - \frac{\rho^2}{4} \right)$$

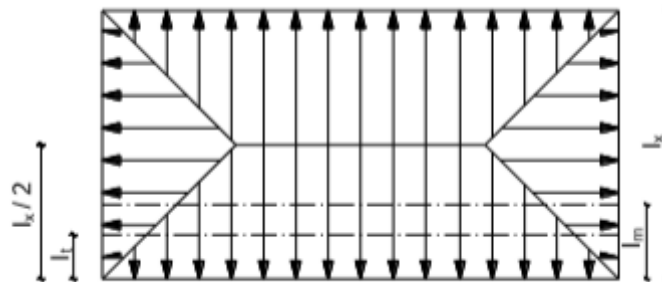


Figure VII.4 : répartition trapézoïdale

Le Chargement simplifié

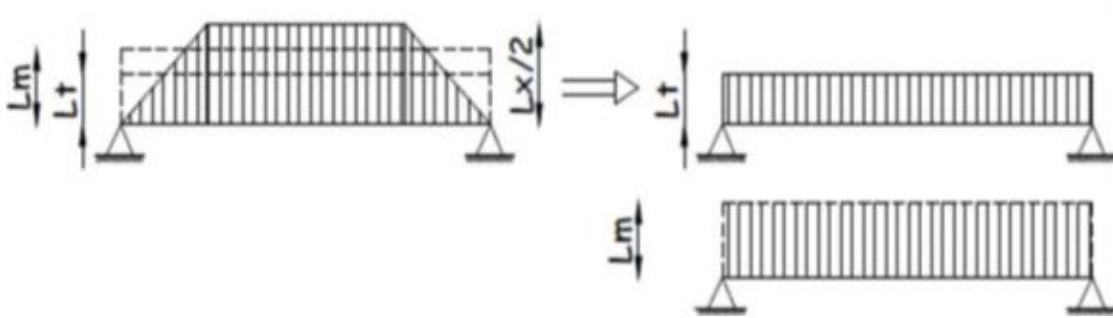


Figure VII .5: Présentation du chargement simplifié

- Charge triangulaire :

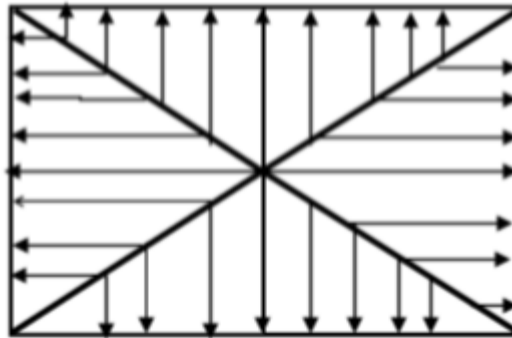


Figure VII .6 : Répartition triangulaire

Moment fléchissant :  $I_m = 0.333 \times l_x$

Effort tranchant :  $l_t = 0.25 \times l_x$

a) Charges à considérer :

$$\left. \begin{aligned} \rightarrow Q_{um} &= q_u \times l_m \\ \rightarrow Q_{sm} &= q_s \times l_m \times q_u \times l_t \\ \rightarrow Q_{ut} &= q_u \times l_m \\ \rightarrow Q_{st} &= q_s \times l_t \times q_u \times l_t \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} Q_m \\ Q_t \end{array}$$

VII-7.1 Détermination des charges :

L'ELU :

$$q_u = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

$$q_u = \left( 199,94 - \frac{6395,09 \times 1,35}{244,22} - \frac{1362,90 \times 1,35}{77,88} \right) = 140,96 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \left( \sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right)$$

L'ELS:

$$q_s = \left( 148,73 - \frac{6395,09}{244,22} - \frac{1362,90}{77,88} \right) = 105,04 \text{ KN/m}^2$$

Sens longitudinal:

Tableau VII.6 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens longitudinal).

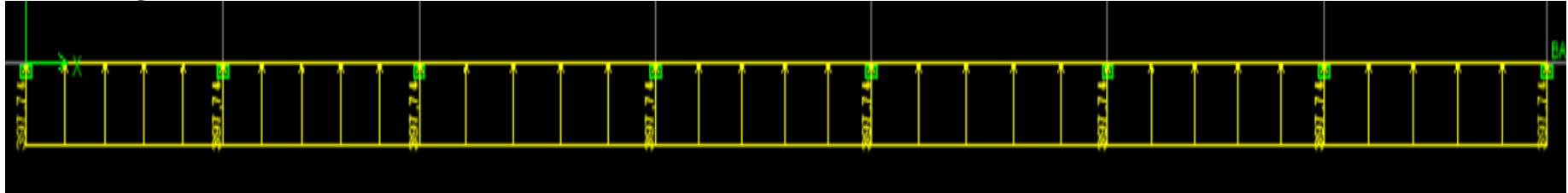
										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	Lx	Ly	$\rho$	Charge	lm	lt	Qu	Qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
a-b	1	3	4,2	0,714	Trapézoïdal	1,24	1,12	140,96	105,04	175,48	359,39	130,76	267,81	157,50	327,64	117,37	244,15
	2	3	4,8	0,625	Trapézoïdal	1,30	1,21	140,96	105,04	183,91		137,04		170,14		126,79	
b-c	1	3	4,2	0,714	Trapézoïdal	1,24	1,12	140,96	105,04	175,48	359,39	130,76	267,81	157,50	327,64	117,37	244,15
	2	3	4,8	0,625	Trapézoïdal	1,30	1,21	140,96	105,04	183,91		137,04		170,14		126,79	
c-d	1	3,6	4,2	0,857	Trapézoïdal	1,36	1,14	140,96	105,04	191,59	397,74	142,77	296,39	160,52	342,89	119,62	255,51
	2	3,6	4,8	0,750	Trapézoïdal	1,46	1,29	140,96	105,04	206,15		153,62		182,37		135,90	
d-e	1	3,3	4,2	0,786	Trapézoïdal	1,31	1,14	140,96	105,04	184,72	380,66	137,65	283,66	160,79	338,41	119,82	252,17
	2	3,3	4,8	0,688	Trapézoïdal	1,39	1,26	140,96	105,04	195,94		146,01		177,62		132,36	
e-f	1	3,6	4,2	0,857	Trapézoïdal	1,36	1,14	140,96	105,04	191,59	397,74	142,77	296,39	160,52	342,89	119,62	255,51
	2	3,6	4,8	0,750	Trapézoïdal	1,46	1,29	140,96	105,04	206,15		153,62		182,37		135,90	
f-g	1	3,3	4,2	0,786	Trapézoïdal	1,31	1,14	140,96	105,04	184,72	380,66	137,65	283,66	160,79	338,41	119,82	252,17
	2	3,3	4,8	0,688	Trapézoïdal	1,39	1,26	140,96	105,04	195,94		146,01		177,62		132,36	
g_h	1	3,4	4,2	0,810	Trapézoïdal	1,33	1,14	140,96	105,04	187,29	386,84	139,56	288,26	161,11	340,63	120,06	253,83
	2	3,4	4,8	0,708	Trapézoïdal	1,42	1,27	140,96	105,04	199,55		148,70		179,52		133,77	

Sens transversal:

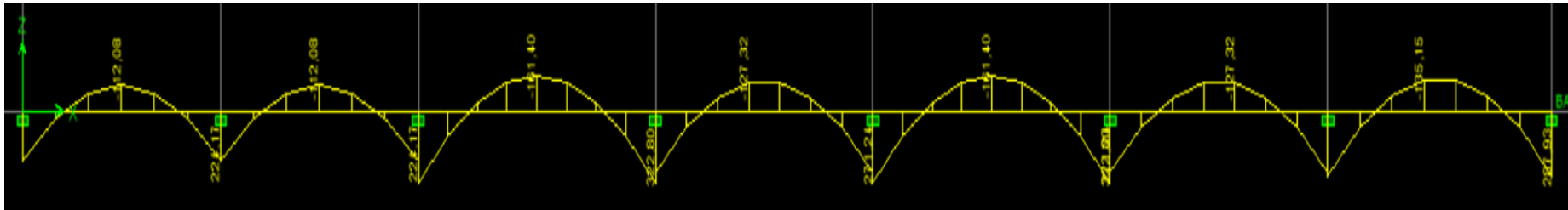
Tableau VII.7 : charges revenant à la nervure la plus sollicitée (sens transversal).

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
travée	panneau	Lx	Ly	$\rho$	Charge	lm	lt	Qu	Qs	Qum	somme Qum	Qsm	somme Qsm	Qut	somme Qut	Qst	somme Qst
a-b	1	3,6	4,2	0,857	Triangulaire	1,20	0,90	140,96	105,04	168,98	323,88	125,92	241,35	126,86	243,16	94,54	181,19
	2	3,3	4,2	0,786	Triangulaire	1,10	0,83	140,96	105,04	154,90		115,43		116,29		86,66	
b-c	1	3,6	4,8	0,750	Triangulaire	1,20	0,90	140,96	105,04	168,98	323,88	125,92	241,35	126,86	243,16	94,54	181,19
	2	3,3	4,8	0,688	Triangulaire	1,10	0,83	105,04	140,96	154,90		115,43		116,29		86,66	

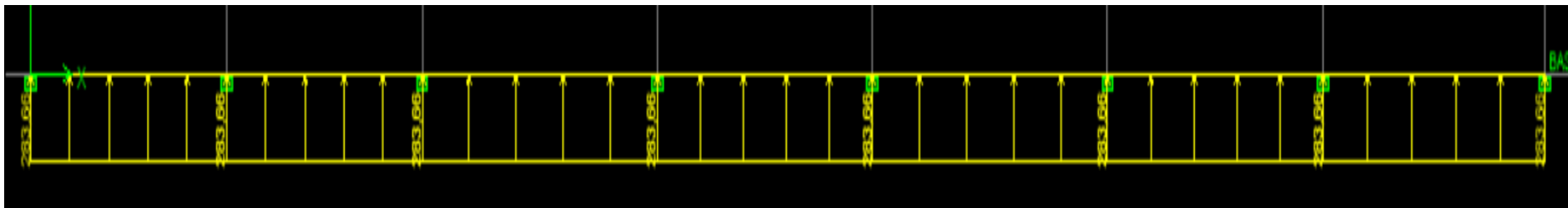
❖ Sens longitudinal :



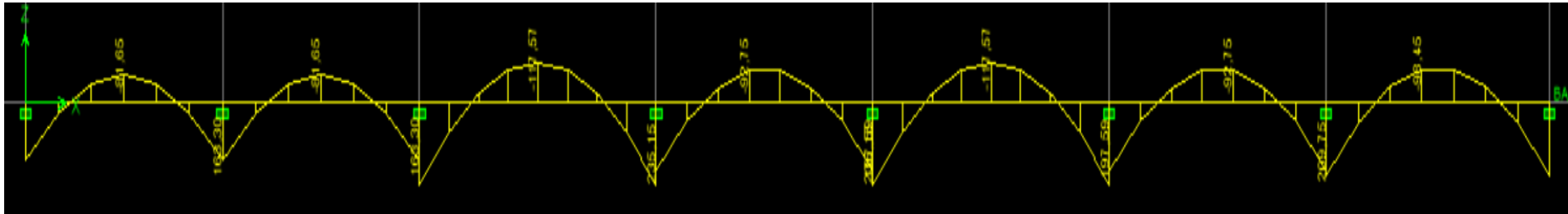
FigVII.7 : Schéma statique de la nervure ELU



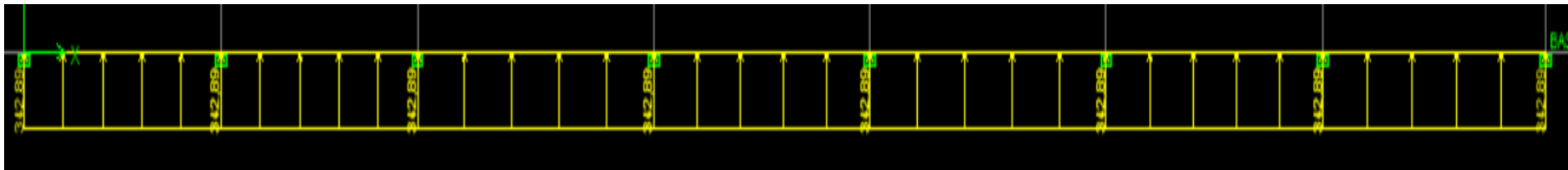
FigVII.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU



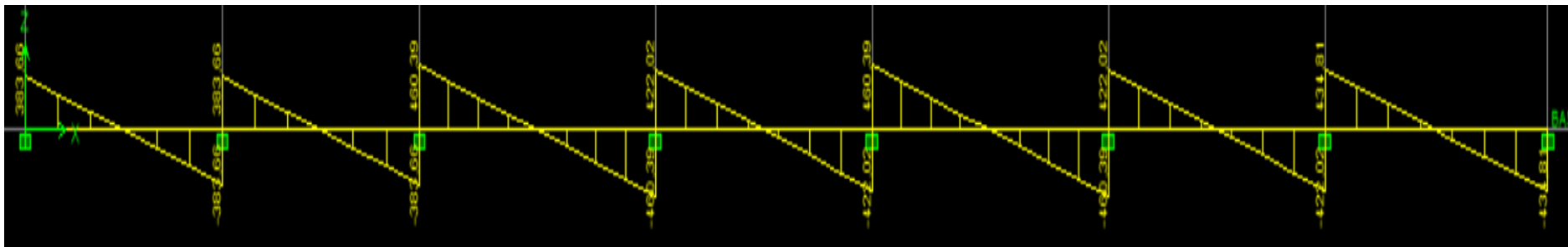
FigVII.9 : Schéma statique de la nervure ELS



FigVII.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

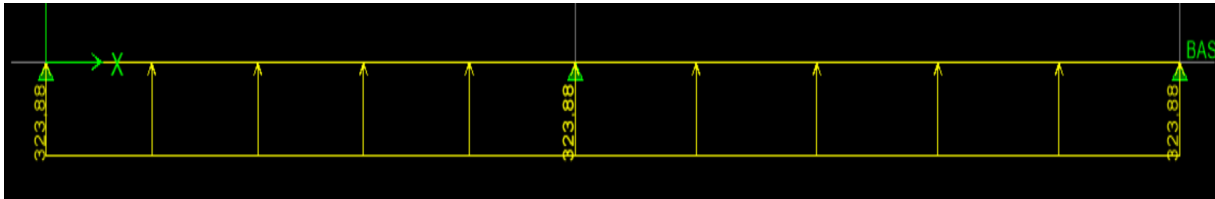


FigVII.11 : schéma statique des efforts tranchants à l'ELU

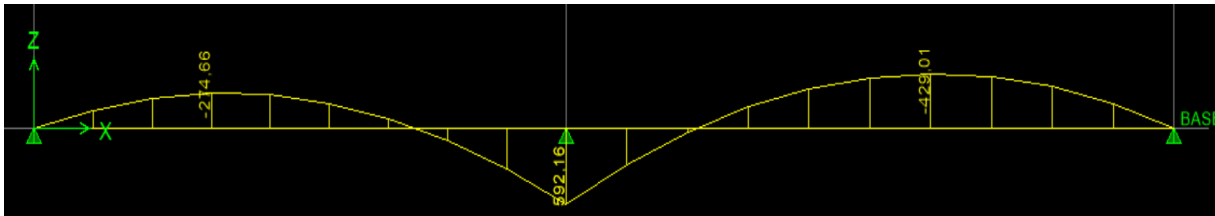


FigVII.12: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

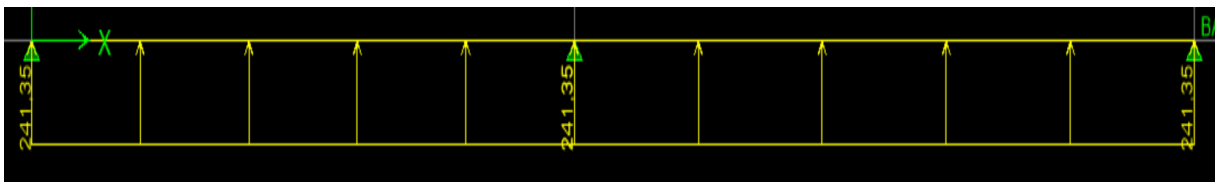
❖ Sens transversal :



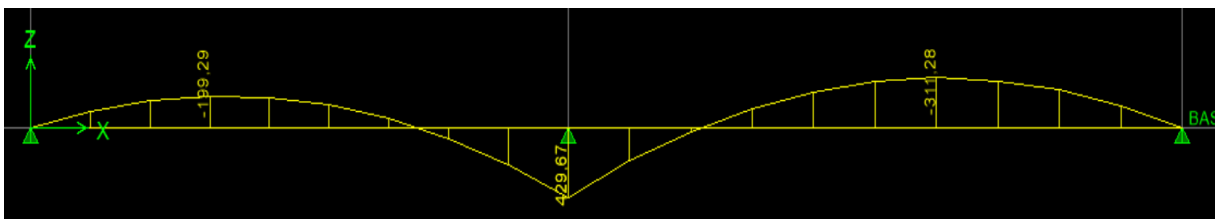
FigVII.13 : Schéma statique de la nervure ELU



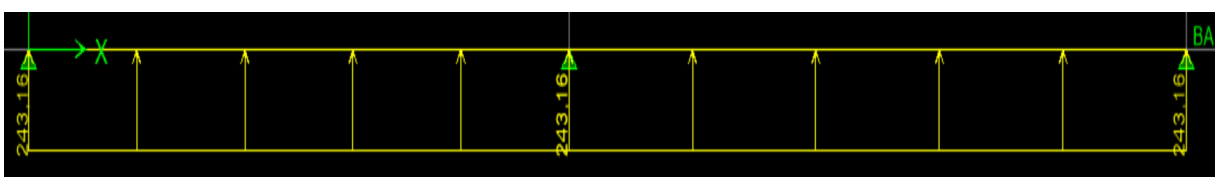
FigVII.14 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU



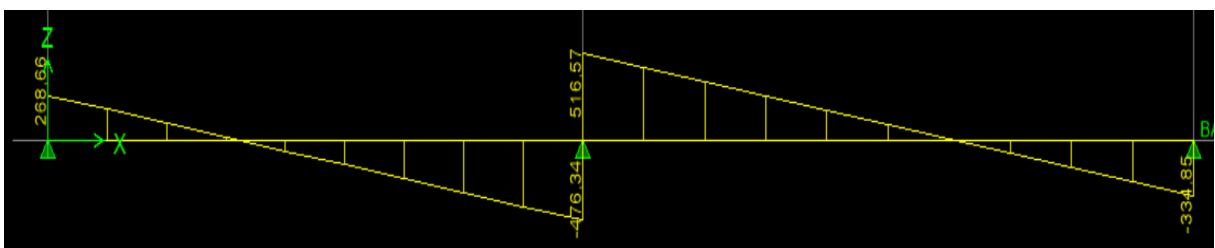
FigVII.15 : Schéma statique de la nervure ELS



FigVII.16 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.



FigVII.17 : schéma statique des efforts tranchants à l'ELU



FigVII.18 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU

VII-7.2 Sollicitation maximale :

Tableau VII.8 : Les efforts internes dans les nervures

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{amax}$ (KN.m)	322,80	235,15	592,16	429,27
$M_{tmax}$ (KN.m)	161,32	117,57	429,01	311,28
$T_{max}$ (KN)	460,39		516,57	

VII-7.3 Ferrailage de la nervure :

VII-7.3.1 Armatures longitudinales :

$b_n = 55$  cm

$h_n = 110$  cm

$d = 105$ cm

$f_{bc} = 14.2$  MPA et  $\sigma_{st} = 348$  MPA

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

Tableau VII.9 : Le ferrailage adopté pour la nervure.

Sens	zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_u$	$\beta$	Section	A (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
xx	Appuis	322,80	0,041	0,98	SSA	9,01	<b>5HA12 Fil +5HA12 Chap = 11,31</b>
	Travée	161,32	0,021	0,989	SSA	4,46	<b>5HA12 Fil= 5,65</b>
yy	Appuis	592,16	0,076	0,96	SSA	14,69	<b>5HA14 Fil+5 HA14 Chap=15,39</b>
	travée	429,01	0,055	0,972	SSA	10,51	<b>5HA14 Fil+ 3HA12 Chap=11,08</b>

VII-7.3.2 Armatures transversales (Art A.7.2.2/ BAEL 91modifiée 99) :

- Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{14}{3} = 4,67 \text{ mm} \text{ Soit : } \phi = 8\text{mm}$$

- Espacement des armatures :

En zone nodale :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_{lmax} \right\} = \min \left\{ \frac{110}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min\{27.5 ; 24\} = 24\text{cm}$$

Soit :  $S_t = 10\text{cm}$

En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{110}{2} = 55 \text{ m} \quad \text{Soit : } S_t = 20\text{cm}$$

- Armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)

$$A_{min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 10 \times 55 = 1,5 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 6\text{HA}8 = 3,01 \text{ cm}^2$  (deux cadres et une épingle)

**VII-7.3.3 Armatures de peau**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en en dehors des zones armées. Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 110cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$A_p = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1'05 = 3,15 \text{ cm}$$

On opte pour : 4HA12 = 4,52 cm<sup>2</sup>.

**VII-7.3.4 Vérification à l'ELU**

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 55 \times 105 \times \frac{2,1}{400} = 6,33 \text{ cm}^2$$

Sens longitudinal

- Aux appuis :

$$A_a = 11,31 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,33 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

- En travées :

$$A_t = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,33 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

Sens transversal Aux appuis :

$$A_a = 15,39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,33 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

- En travées :

$$A_t = 11,08 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 6,33 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée}$$

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

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

Sens longitudinal :  $T_u^{\max} = 460,39 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{460,39 \cdot 10^3}{550 \times 1050} = 0,87 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Sens transversal :  $T_u^{\max} = 516,57 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{516,57 \cdot 10^3}{550 \times 1050} = 0,98 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

**c. Vérification à l'ELS :**

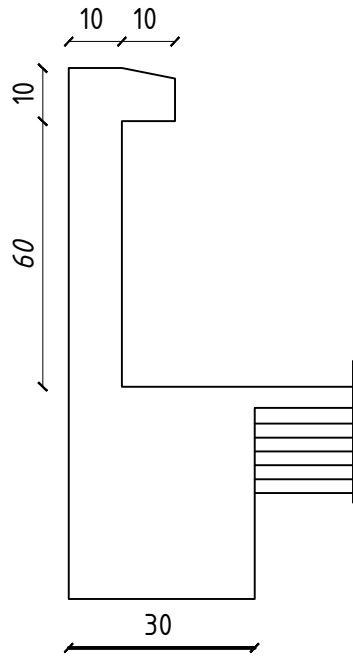
$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1}$$

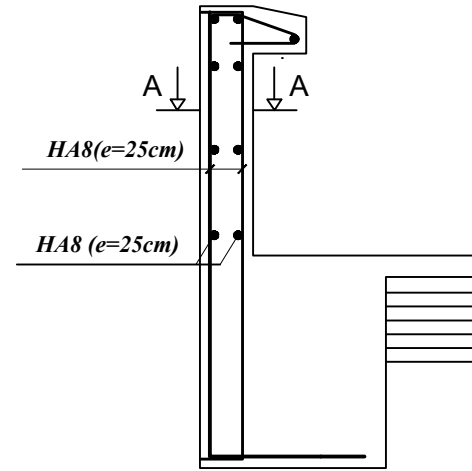
$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d} ; \rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d}$$

**Tableau VII.10 : Vérification des contraintes à l'ELS**

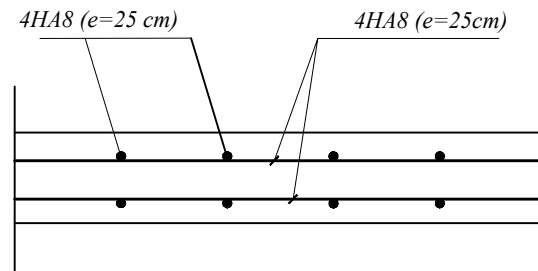
Sens	Zone	M <sub>s</sub>	A(ELU)	ρ	K <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	σ <sub>st</sub>	σ <sub>st</sub>	σ <sub>bc</sub>	σ <sub>bc</sub>	obs
x-x	Appuis	235,15	11,31	0,215	51,67	0,925	214,07	348	4,14	15	vérifié
	Travée	117,57	5,65	0,108	75,91	0,945	209,71	348	2,76	15	vérifié
y-y	Appuis	429,27	15,39	0,293	43,82	0,915	290,32	348	6,63	15	vérifié
	Travée	311,28	11,08	0,211	52,57	0,926	288,94	348	5,50	15	vérifié



Coffrage de l'acrotère

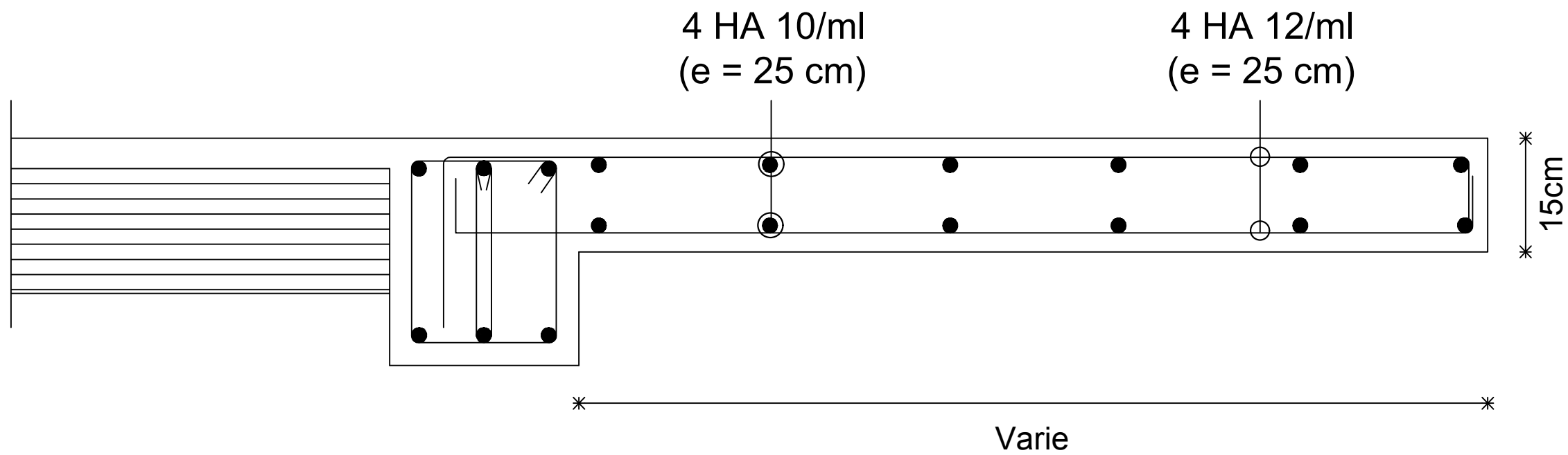


Ferrailage de l'acrotère



Coupe A-A

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou Faculté du Génie de la Construction Département de Génie Civil	
DIRIGE PAR: CHERIFI. F	<b>Ferrailages          de L'Acrotère</b>
ETUDIER PAR: BENIDDIR Massinissa	



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou

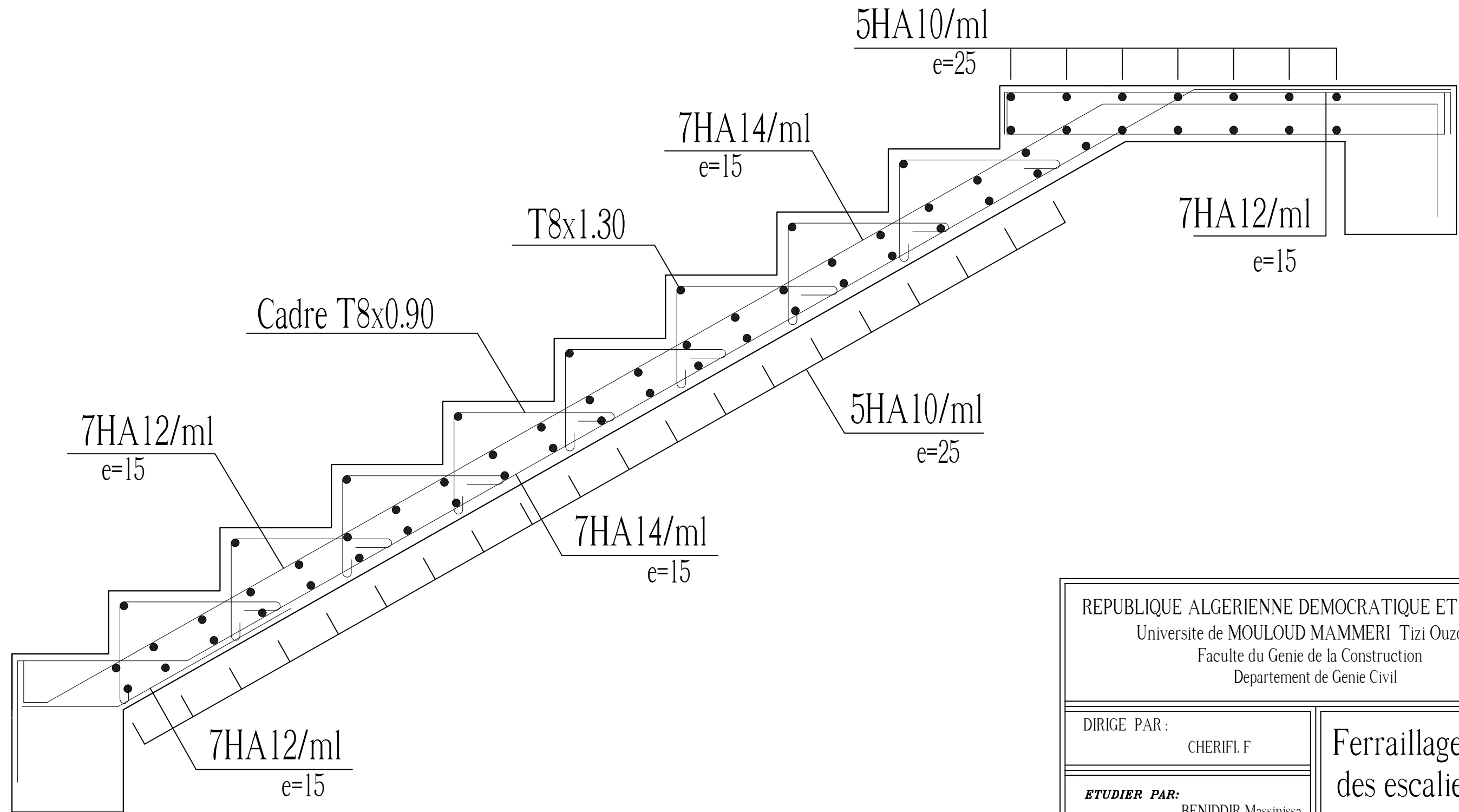
Faculte du Genie de la Construction

Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR:  
CHERIFI. F

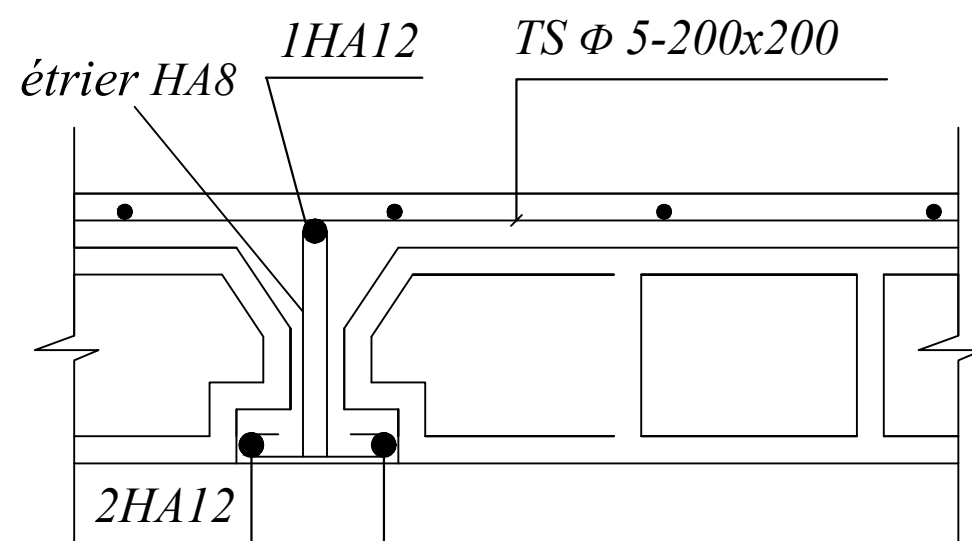
*ETUDIER PAR:*  
*BENIDDIR Massinissa*

Ferrailages  
des Balcon

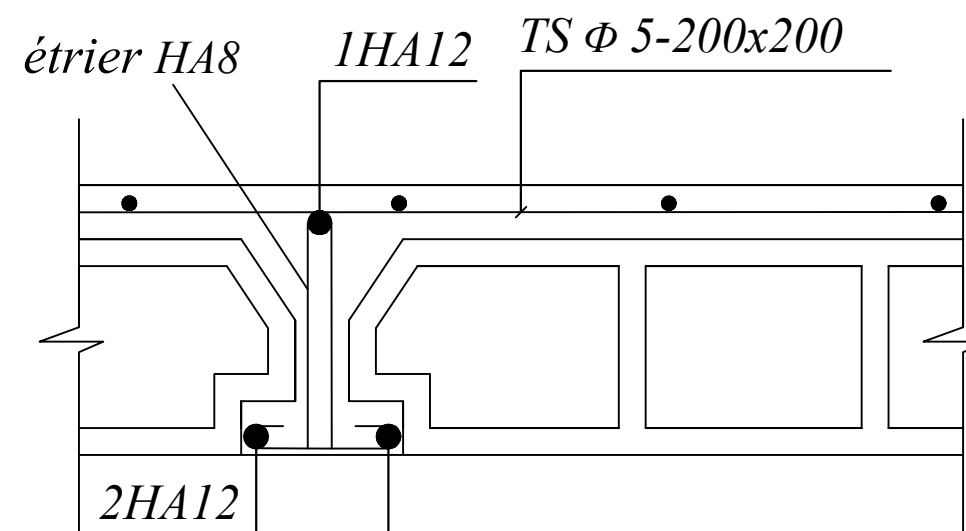


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Universite de MOULOUD MAMMERY Tizi Ouzou Faculte du Genie de la Construction Departement de Genie Civil	
DIRIGE PAR : CHERIFI. F	<h2>Ferrailages des escaliers</h2>
<b>ETUDIER PAR:</b> BENIDDIR Massinissa	

## Coupe appui



## Coupe travée



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

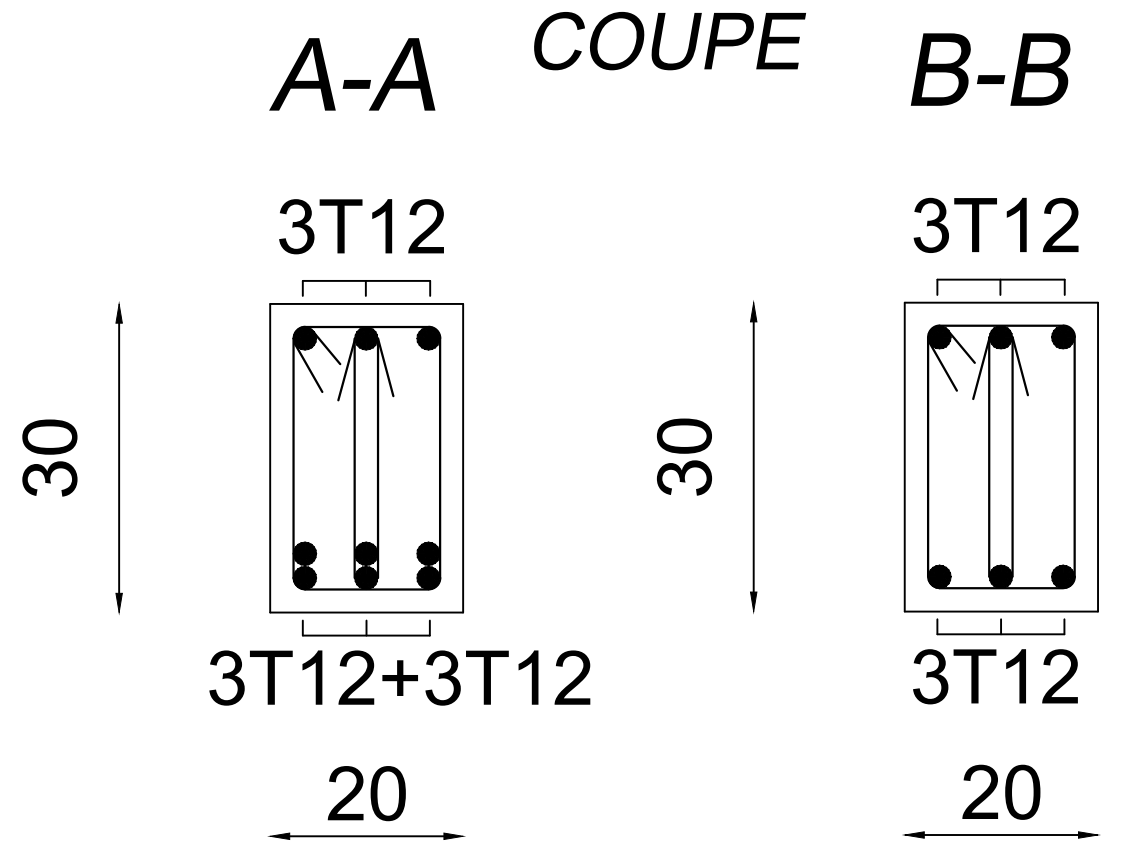
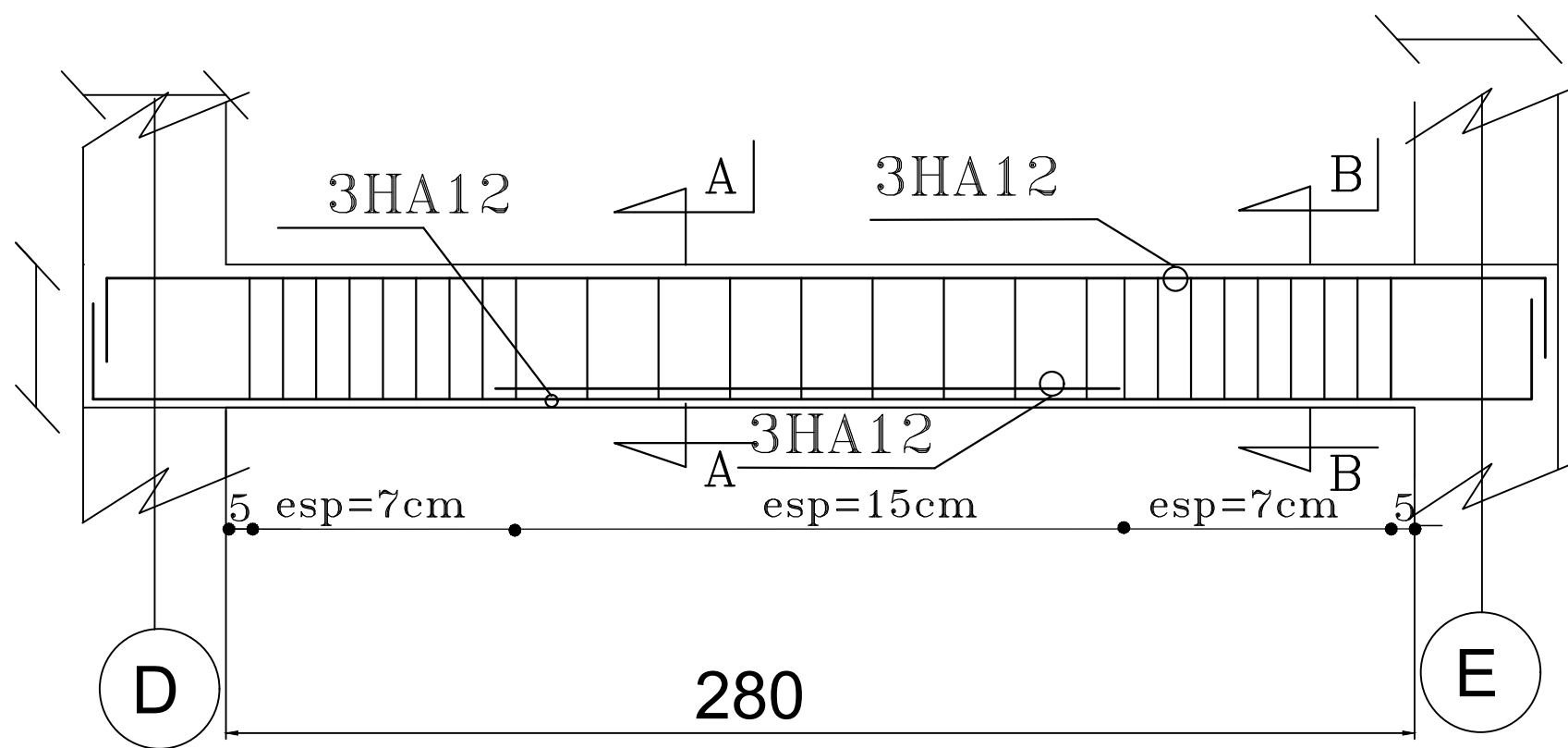
CHERIFI. F

ETUDIER PAR :

BENIDDIR Massinissa

Ferraillages de  
Plancher et poutrelles

# Poutres paliere



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou  
 Faculte du Genie de la Construction  
 Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :  
 CHERIFI. F

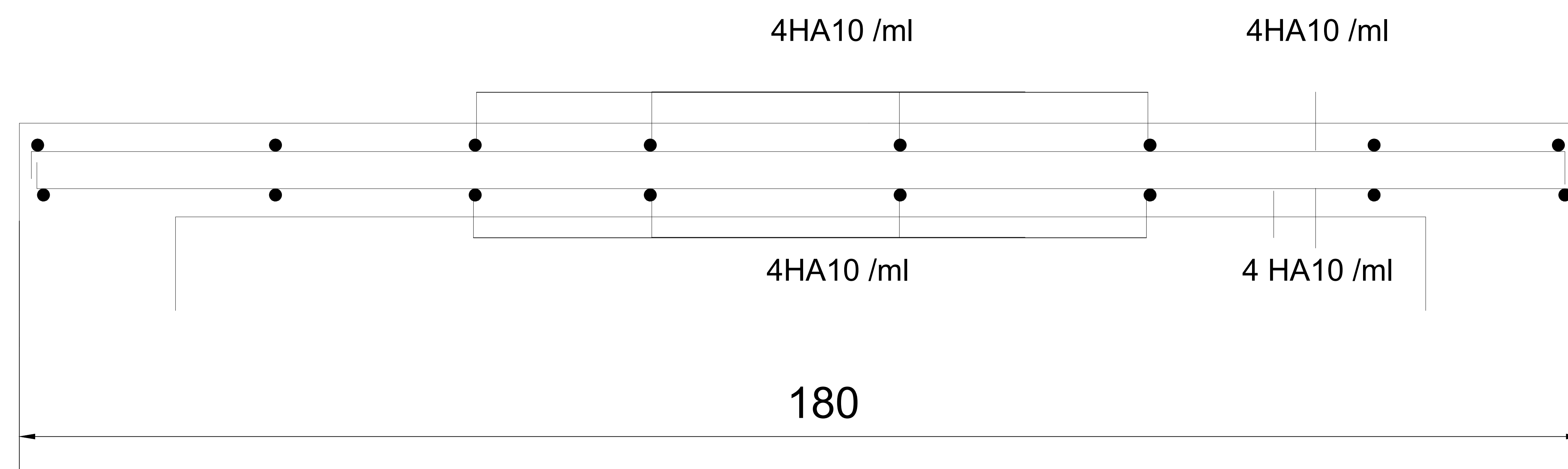
ETUDIER PAR :  
 BENIDDIR Massinissa

Ferrailages des  
 Poutres paliere

### Sens Y-Y



### Sens X-X

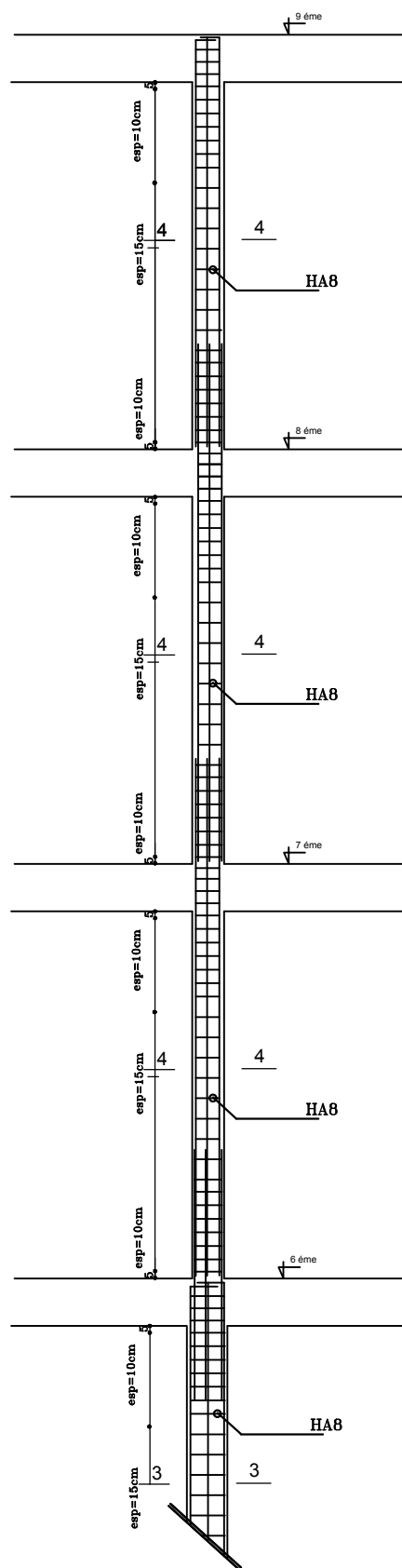
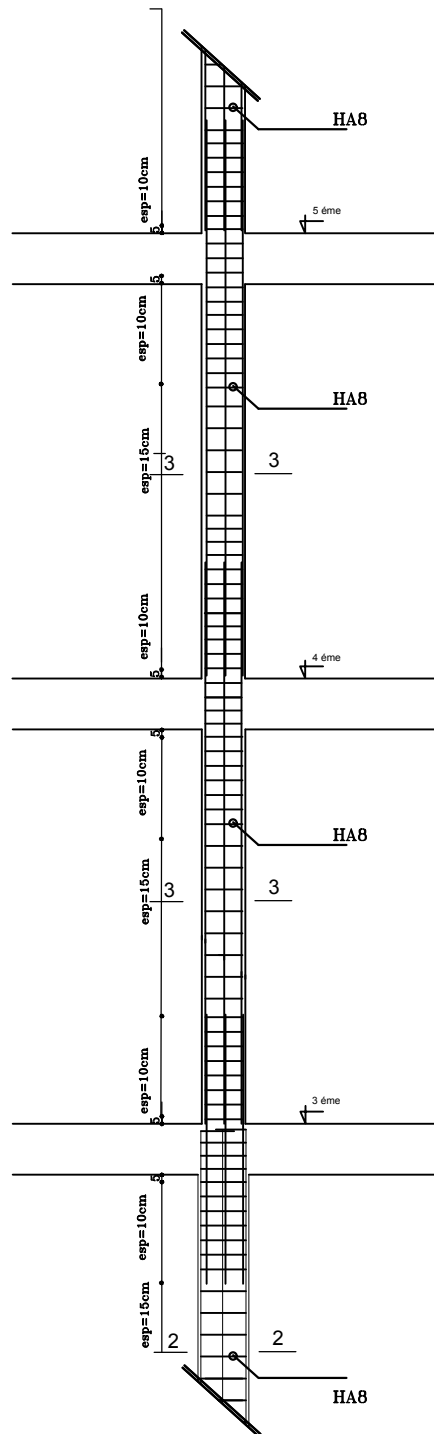
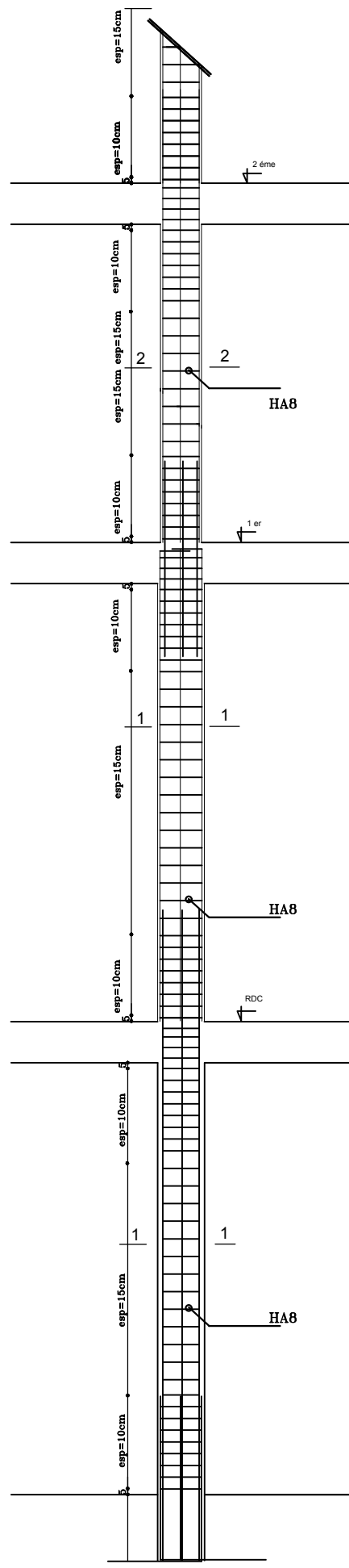


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou  
Faculte du Genie de la Construction  
Departement de Genie Civil

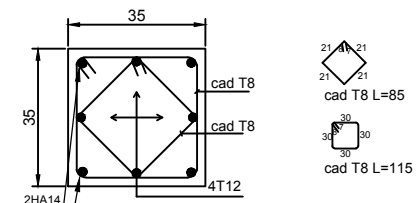
DIRIGE PAR :  
CHERIFI. F

ETUDIER PAR:  
BENIDDIR Massinissa

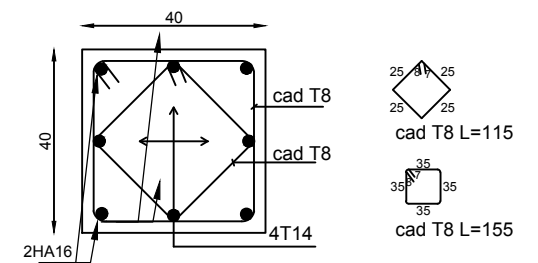
Ferrailages de la  
salle machaine



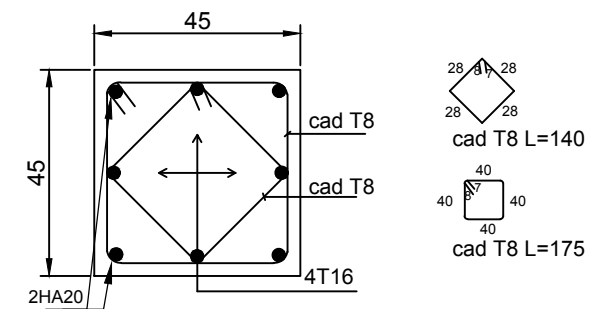
coupe 3-3



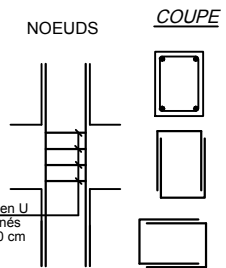
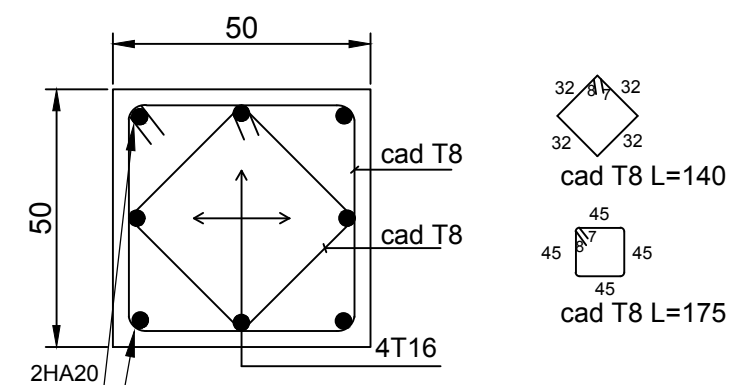
coupe 2-2



coupe 1-1



coupe 1-1



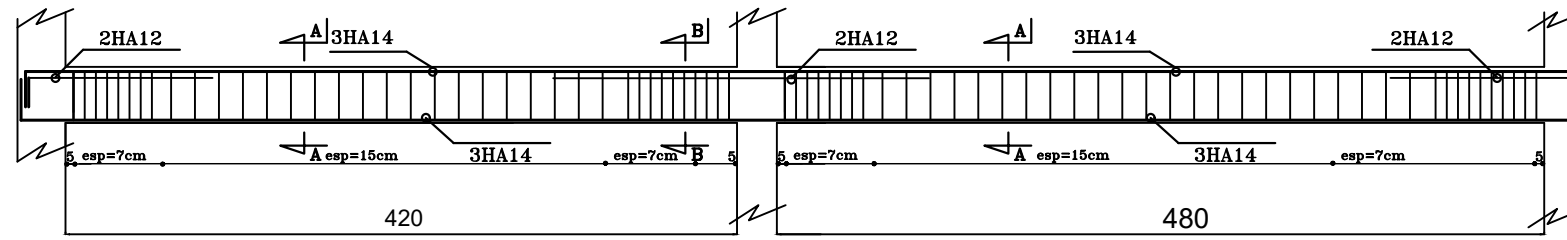
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Université de MOULOU D MAMMERRI Tizi Ouzou  
 Faculté du Genie de la Construction  
 Département de Genie Civil

DIRIGE PAR :  
 CHERIFI.F

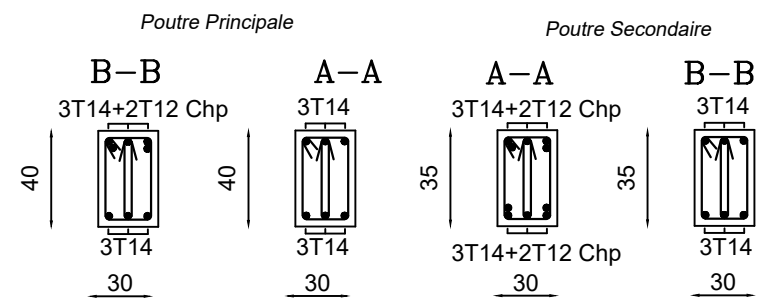
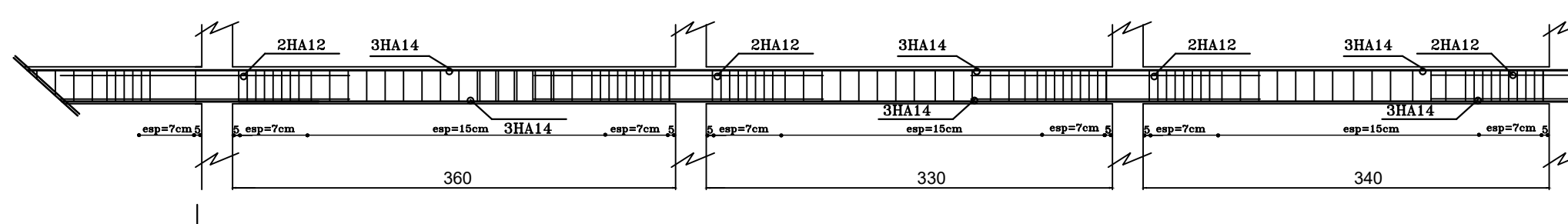
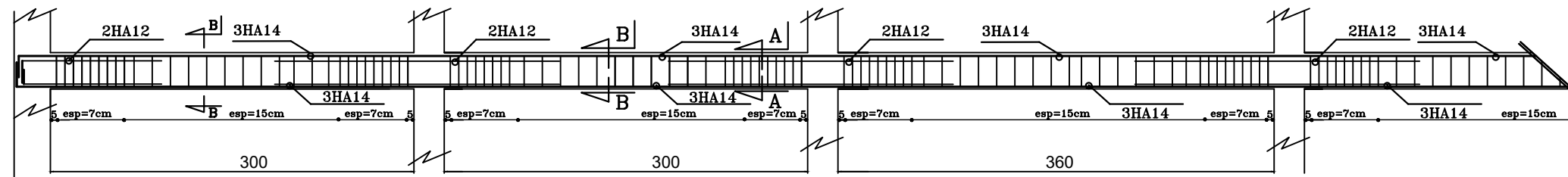
ETUDIER PAR :  
 BENIDDIR Massinissa

Ferrailages  
 des poteaux

*ferrailage des Poutres Principales 30 x 40*



*ferrailage des Poutre Secondaire 30 x 35*



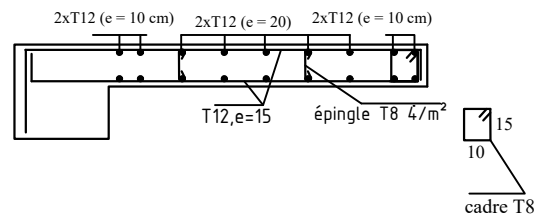
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou  
 Faculte du Genie de la Construction  
 Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR:  
 CHERIFI. F

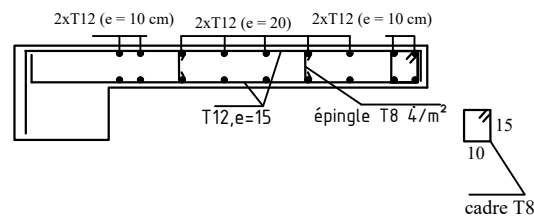
ETUDIER PAR:  
 BENIDDIR Massinissa

Ferrailages  
 des Poutres

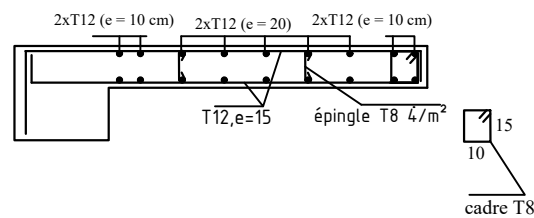
**Ferrailage voile de 1,5 m Zone I**



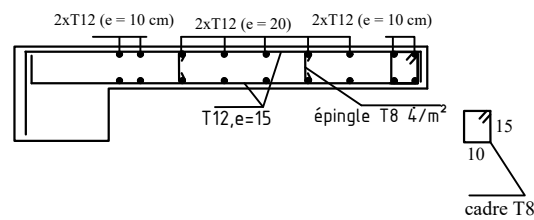
**Ferrailage voile de 1,5 m Zone II**



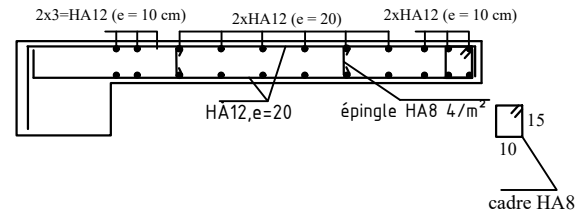
**Ferrailage voile de 1,5 m Zone III**



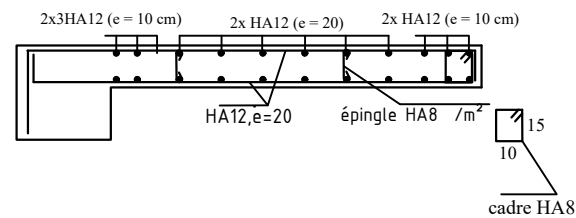
**Ferrailage voile de 1,5 m Zone IV**



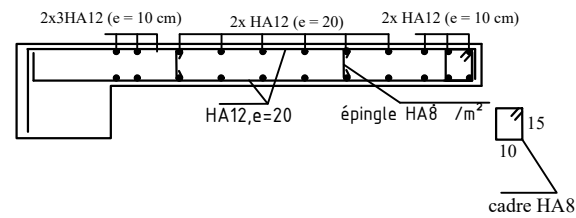
**Ferrailage voile de 1,80 m Zone II**



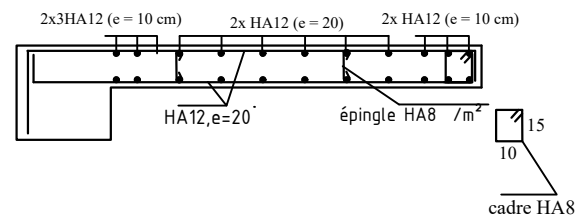
**Ferrailage voile de 1,80 m Zone II**



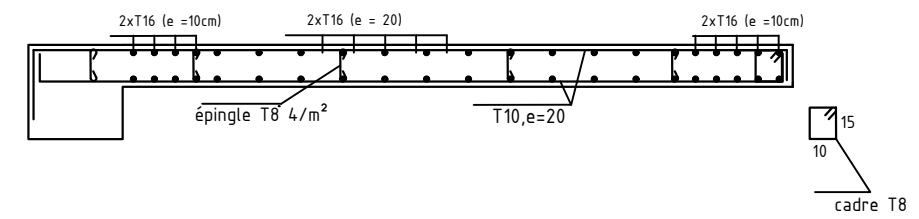
**Ferrailage voile de 1,80 m Zone III**



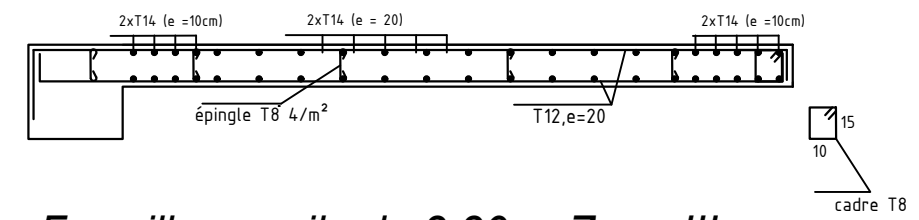
**Ferrailage voile de 1,80 m Zone IV**



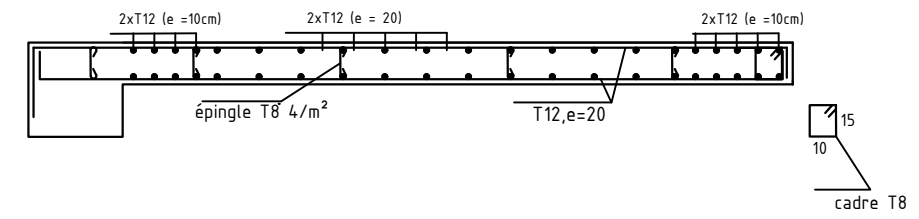
**Ferrailage voile de 3,30 m Zone I**



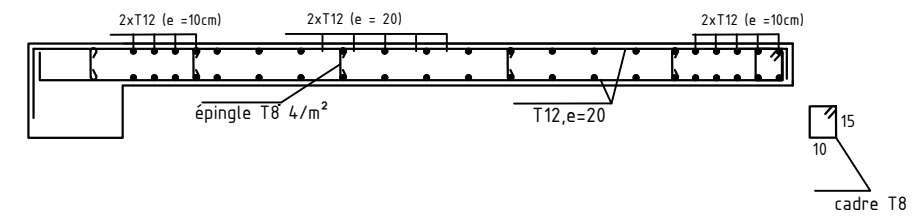
**Ferrailage voile de 3,30 m Zone II**



**Ferrailage voile de 3,30 m Zone III**



**Ferrailage voile de 3,30 m Zone IV**



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :

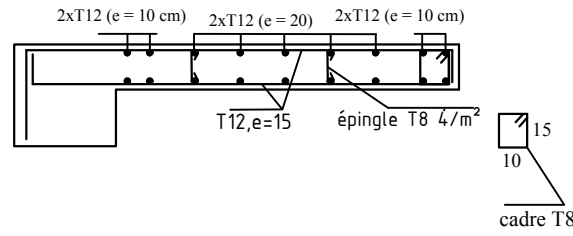
CHERIFI. F

ETUDIER PAR:

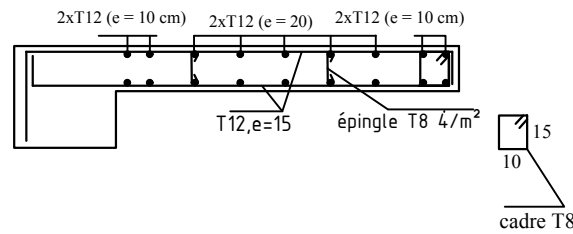
BENIDDIR Massinissa

Ferrailages  
des voiles

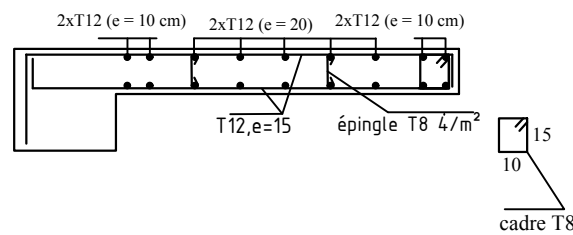
**Ferrailage voile de 1,5 m Zone I**



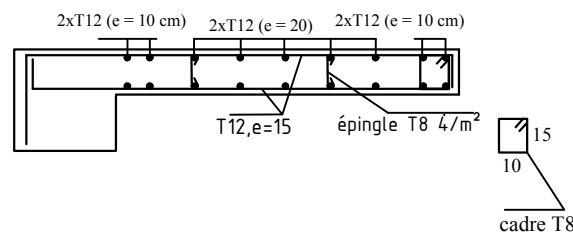
**Ferrailage voile de 1,5 m Zone II**



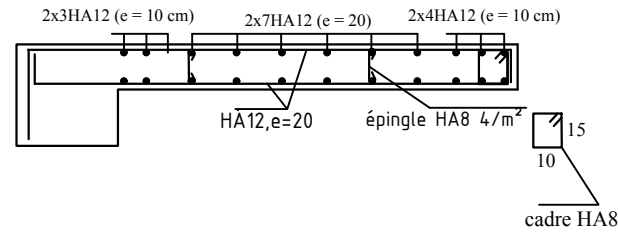
**Ferrailage voile de 1,5 m Zone III**



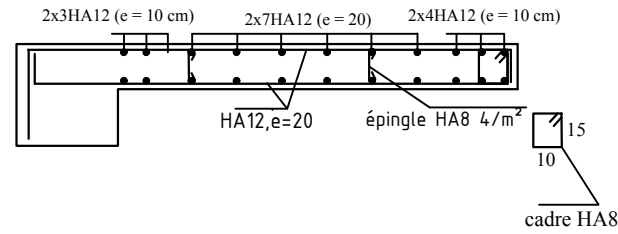
**Ferrailage voile de 1,5 m Zone IV**



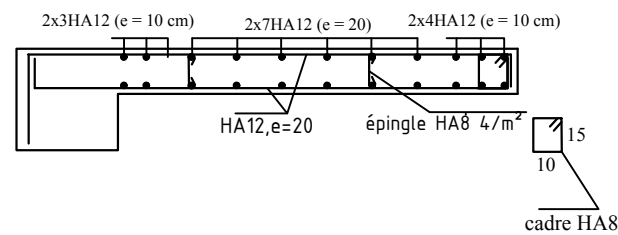
**Ferrailage voile de 1,80 m Zone II**



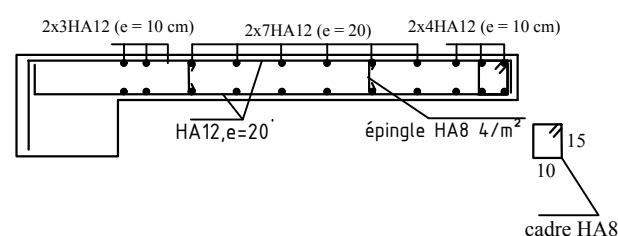
**Ferrailage voile de 1,80 m Zone II**



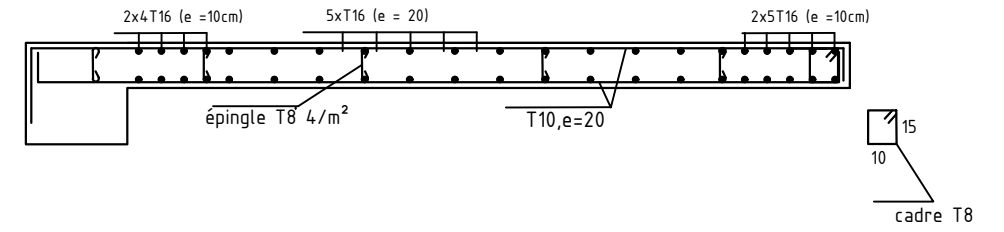
**Ferrailage voile de 1,80 m Zone III**



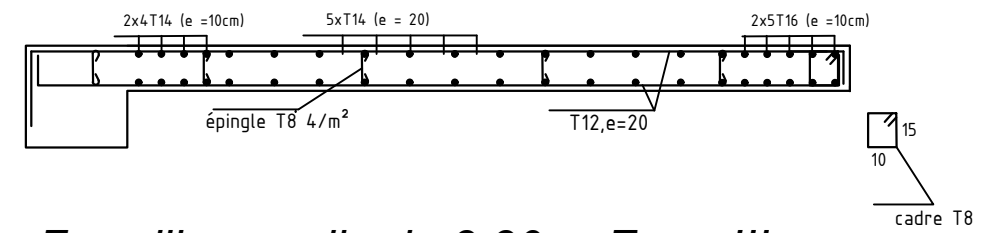
**Ferrailage voile de 1,80 m Zone IV**



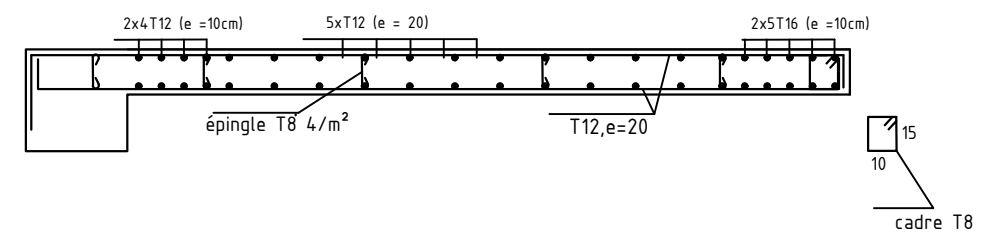
**Ferrailage voile de 3,30 m Zone I**



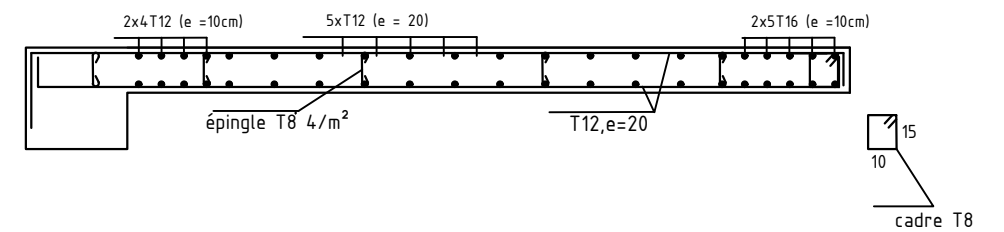
**Ferrailage voile de 3,30 m Zone II**



**Ferrailage voile de 3,30 m Zone III**



**Ferrailage voile de 3,30 m Zone IV**



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOU MAMMERI Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

Departement de Genie Civil

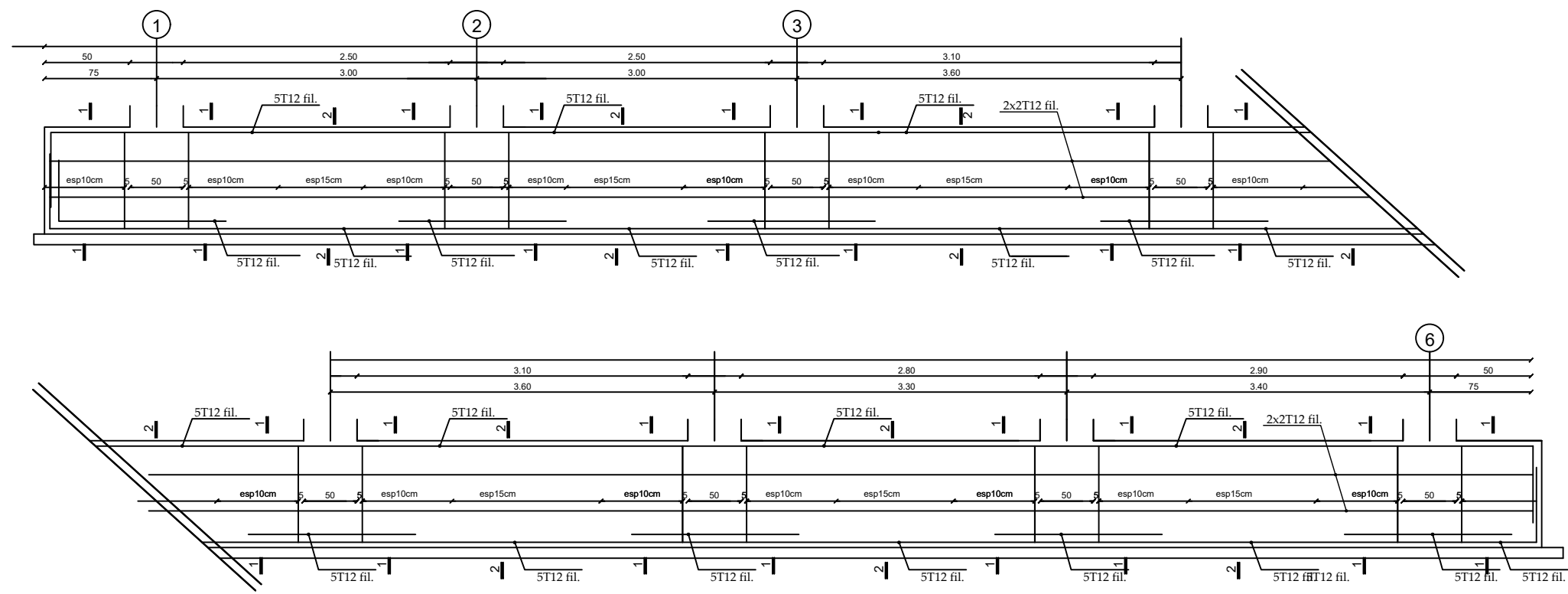
DIRIGE PAR :

CHERIFI. F

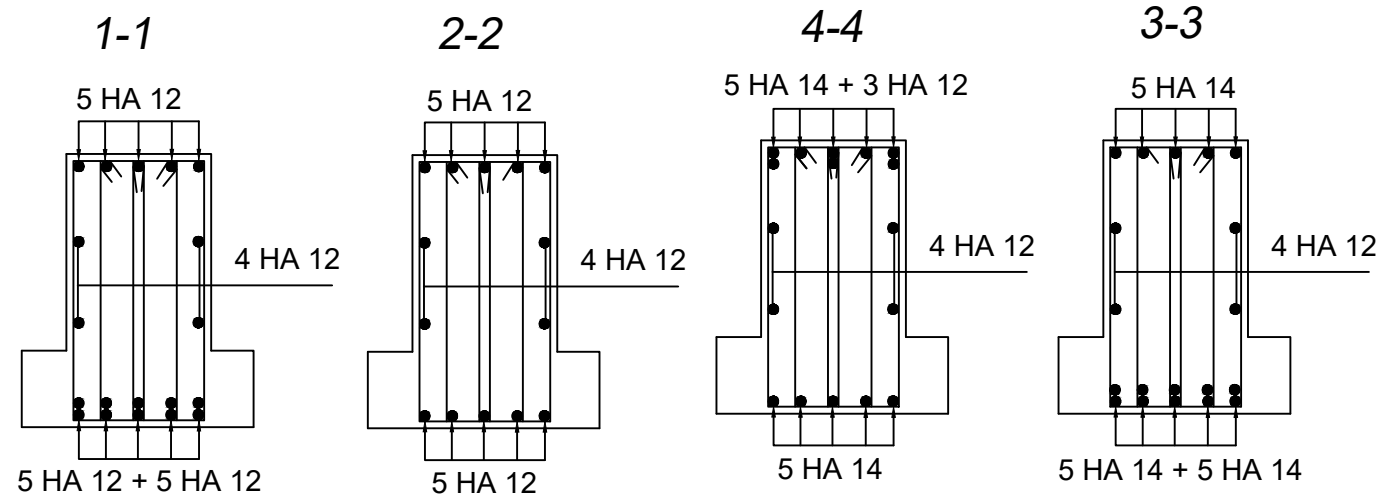
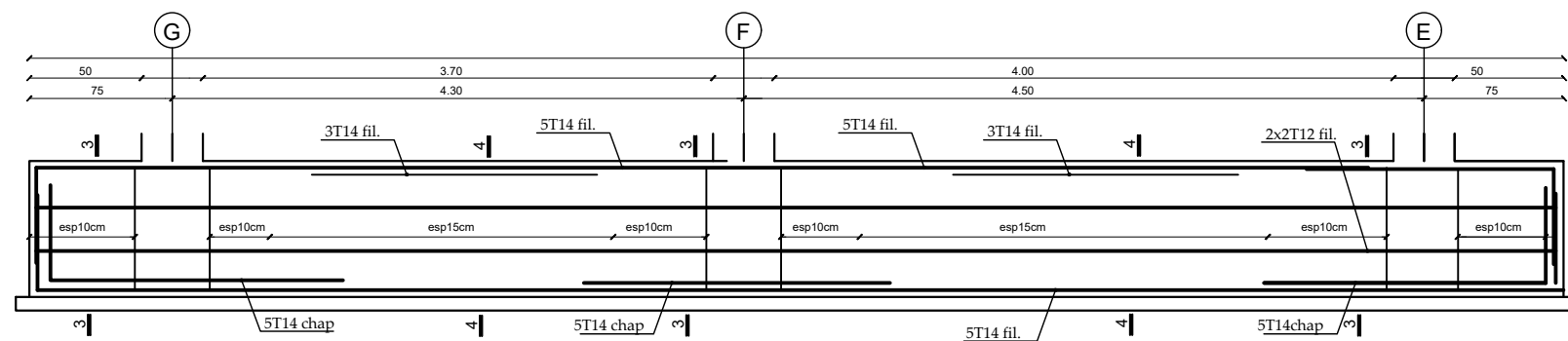
ETUDIER PAR:

BENIDDIR Massinissa

Ferrailages  
des voiles



ferrailage des libages AXE (5 6 & 7)

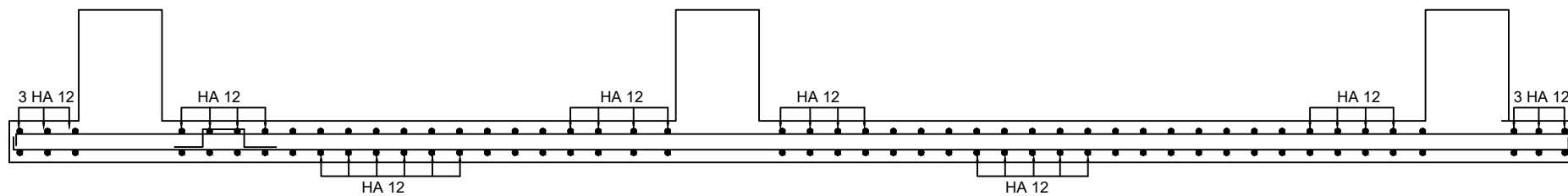
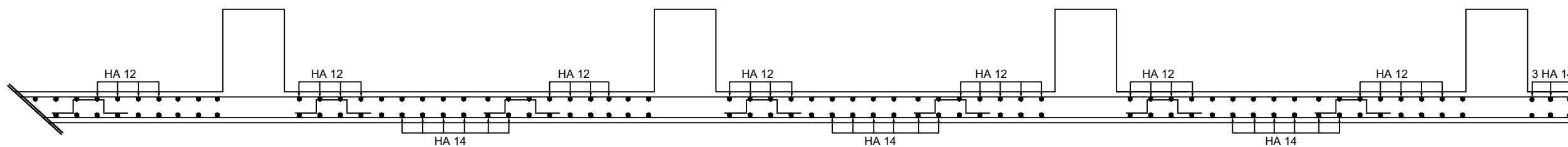
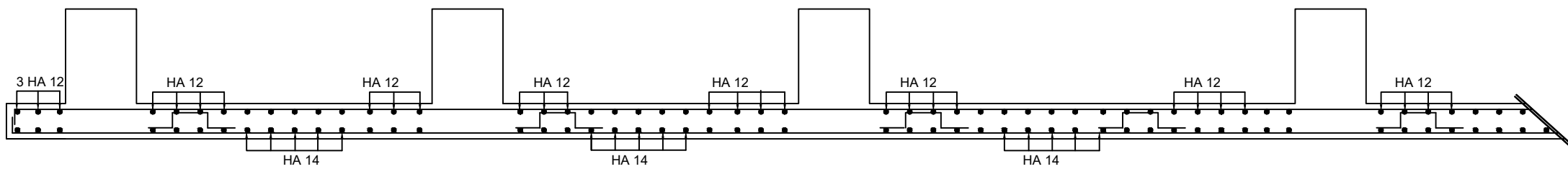


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Universite de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou  
 Faculte du Genie de la Construction  
 Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :  
 CHERIFI. F

ETUDIER PAR :  
 BENIDDIR Massinissa

Ferrailages  
 de Narvure

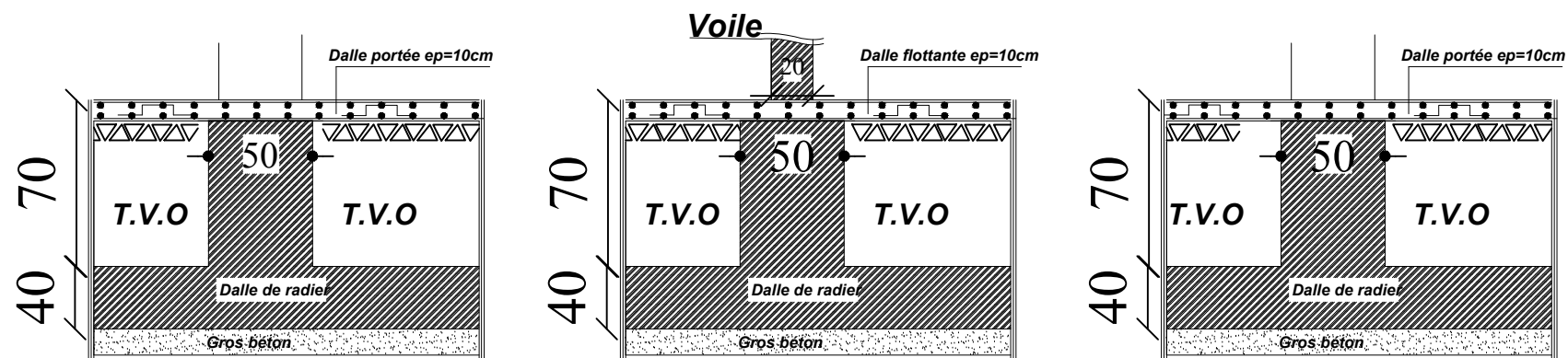
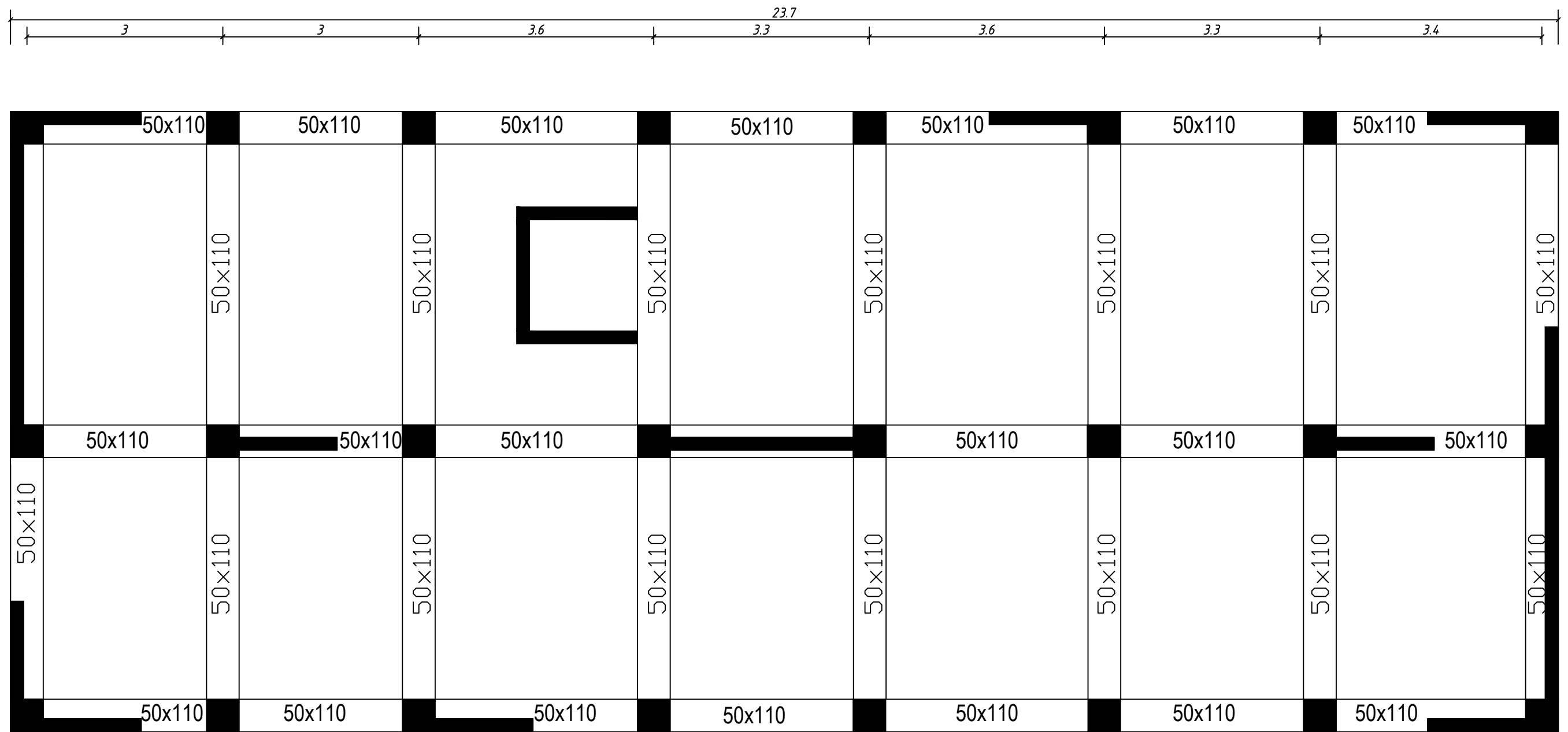


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
 Universite de MOULOU MAMMERI Tizi Ouzou  
 Faculte du Genie de la Construction  
 Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :  
**CHERIFI. F**

ETUDIER PAR: **BENIDDIR Masstrissa**

# Ferraillages de Radier



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Universite de MOULOUD MAMMERI Tizi Ouzou

Faculte du Genie de la Construction

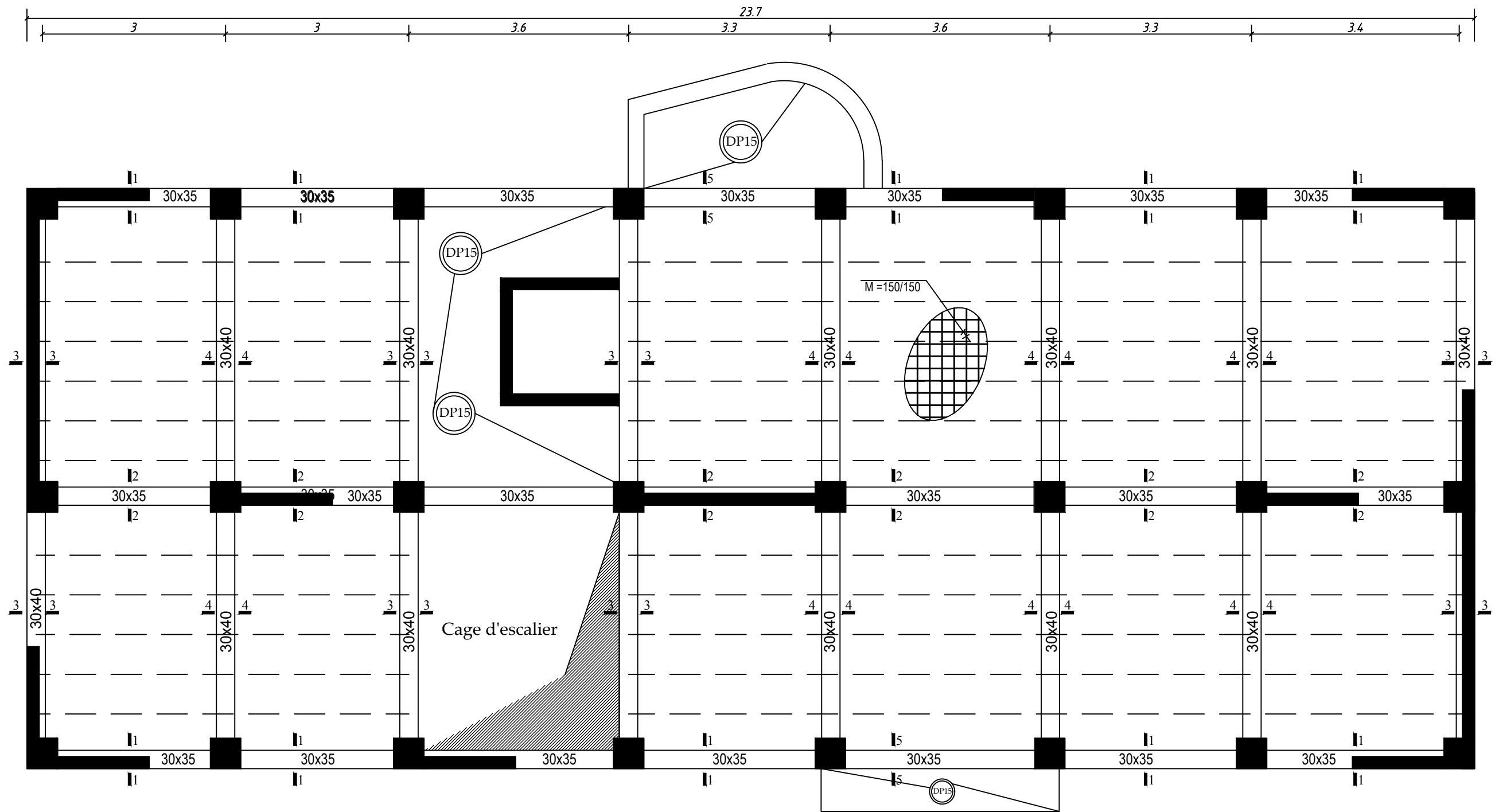
Departement de Genie Civil

DIRIGE PAR :  
CHERIFI. F

ETUDIER PAR:  
BENIDDIR Massinissa

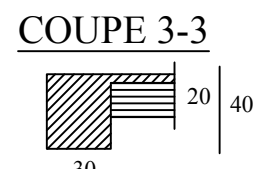
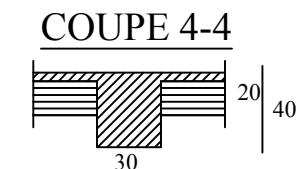
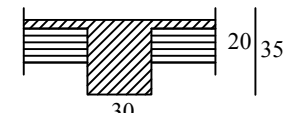
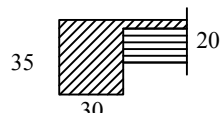
PLAN DE COFFRAGE

FONDATION

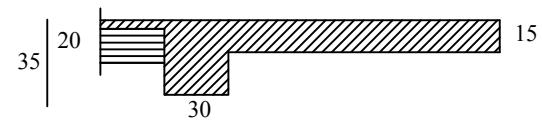


COUPE 1-1

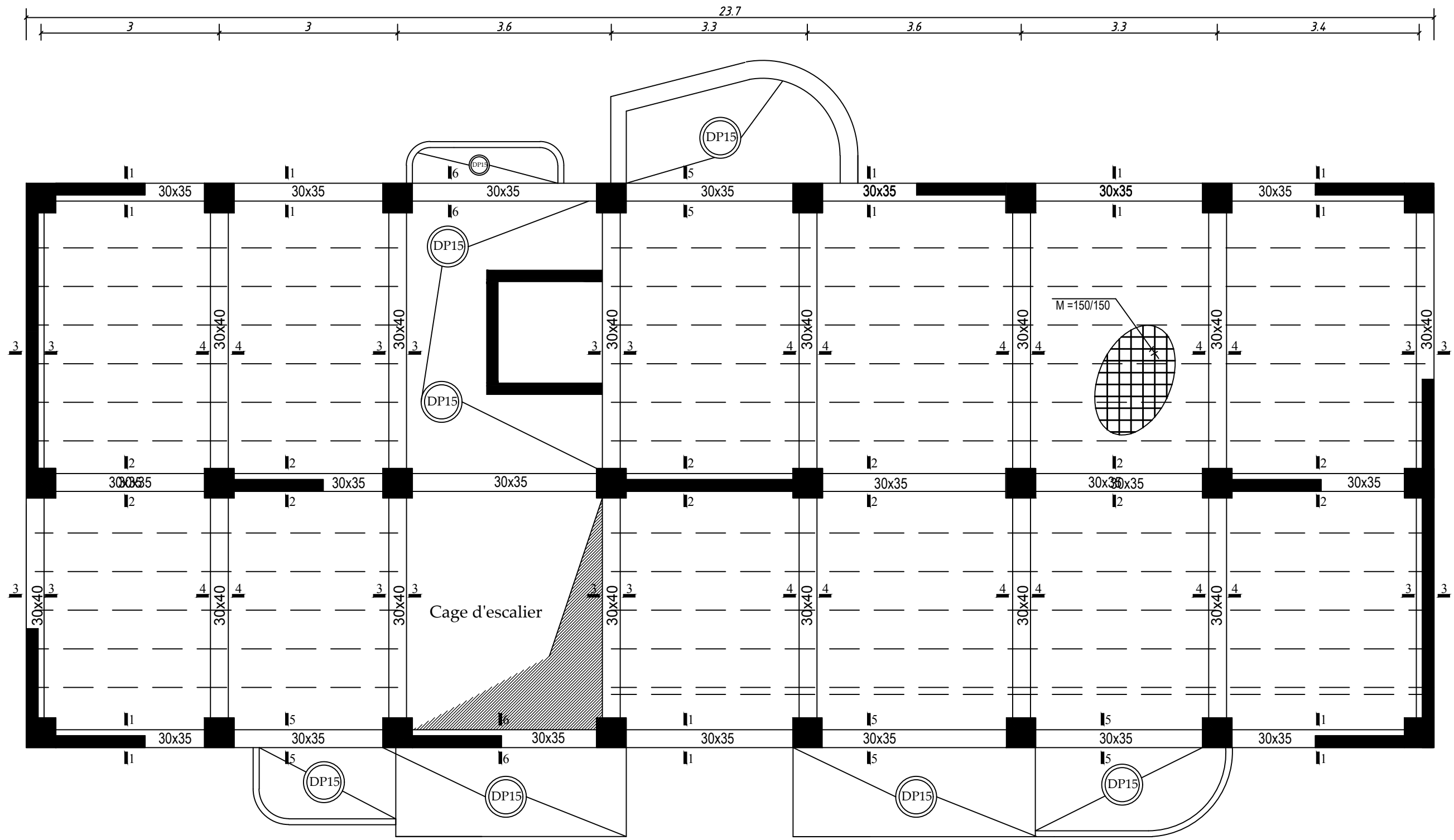
COUPE 2-2



COUPE 5-5



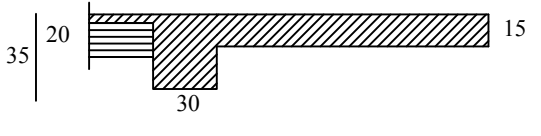
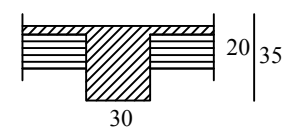
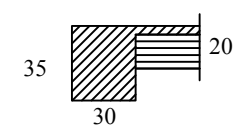
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Université de MOULOU D MAMMERI Tizi Ouzou Faculté du Genie de la Construction Département de Genie Civil	
DIRIGE PAR : CHERIFI F	<b>PLAN DE COFFRAGE</b>  <b>ETAGES RDC</b>
ETUDIER PAR : BENIDDIR Massinissa	



COUPE 1-1

COUPE 2-2

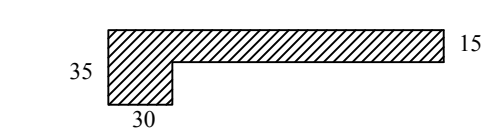
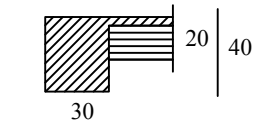
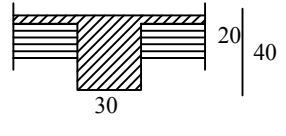
COUPE 5-5



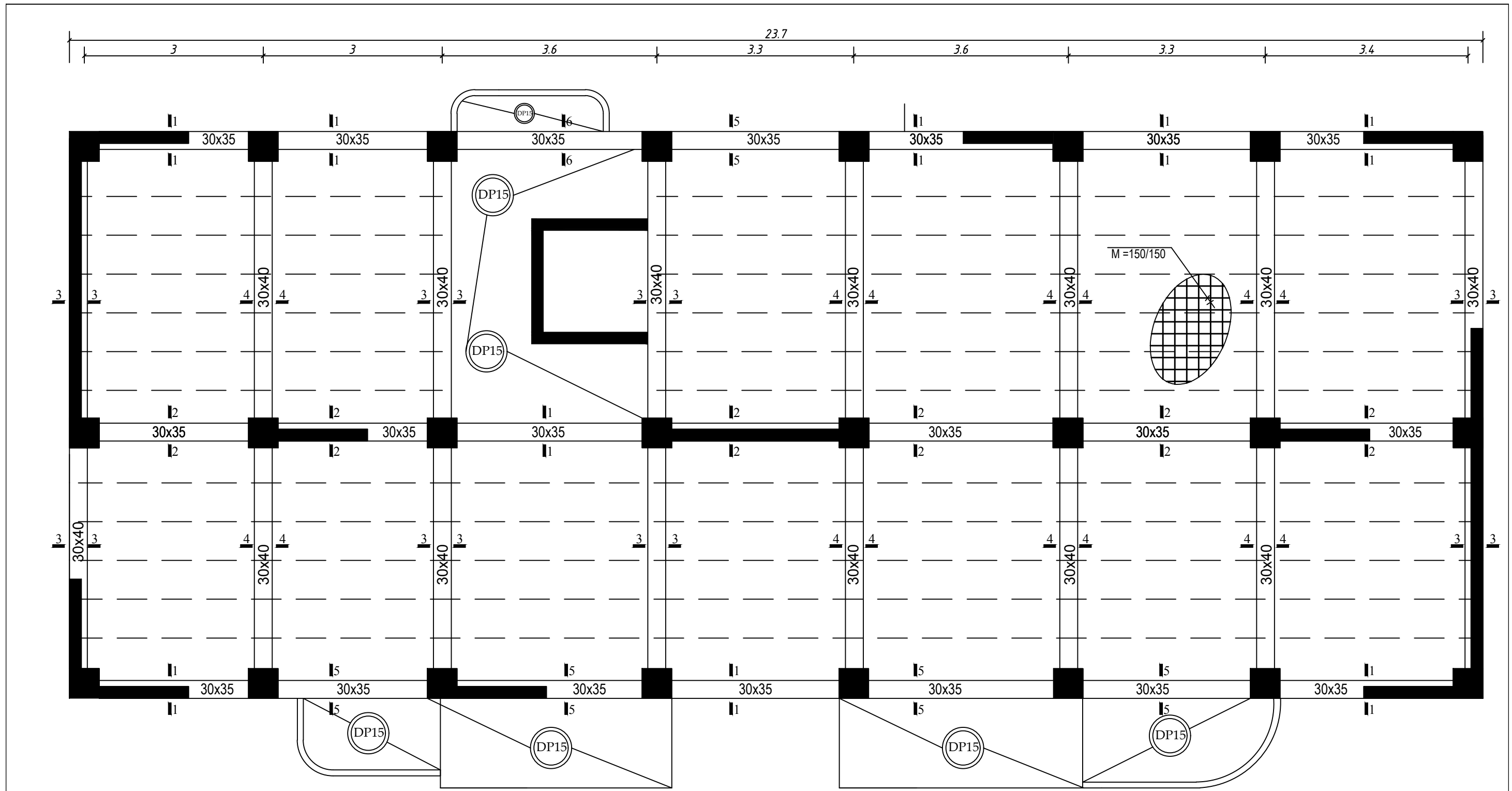
COUPE 4-4

COUPE 3-3

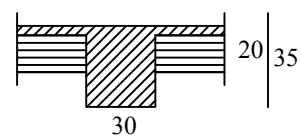
COUPE 6-6



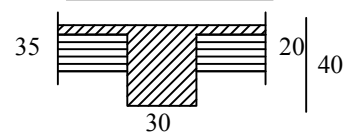
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Universite de MOULOD MAMMERI Tizi Ouzou Faculte du Genie de la Construction Departement de Genie Civil	
DIRIGE PAR: CHERIFI F	<b>PLAN DE COFFRAGE</b> <b>ETAGES COURANTS</b>
ETUDIER PAR: BENIDDIR Massinissa	



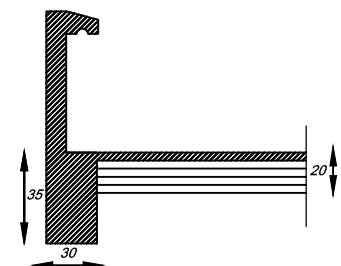
COUPE 2-2



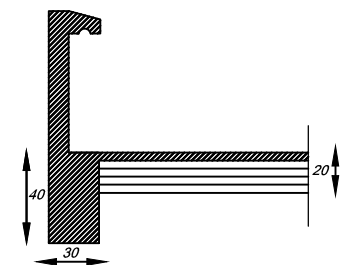
COUPE 4-4



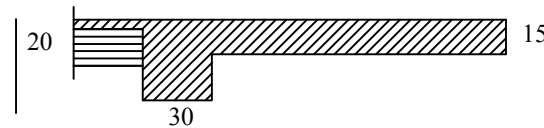
COUPE 1-1



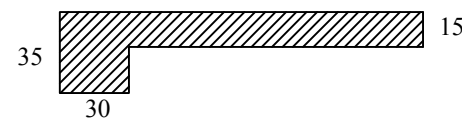
COUPE 3-3



COUPE 5-5



COUPE 6-6



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE Universite de MOULOD MAMMERI Tizi Ouzou Faculte du Genie de la Construction Departement de Genie Civil	
DIRIGE PAR: CHERIFI. F	<b>PLAN DE COFFRAGE</b>  <b>ETAGES TERRASSE</b>
ETUDIER PAR: BENIDDIR Massinissa	

# CONCLUSION GENERALE

## CONCLUSION GENERALE

L'expérience de ce mémoire de fin d'étude, nous a permis de faire la liaison entre le monde de la théorie et le monde de la pratique, voire mieux comprendre le lien qui les relie ainsi que le passage de l'un à l'autre.

En effet à travers ce travail nous avons pu mettre nos connaissances théoriques acquises tout au long de notre cursus universitaire, les affiner et les approfondir d'une manière exponentielle pour voir mieux les attentes du monde professionnel vaste du génie civil. Et bien que le rôle d'un ingénieur est de rallier les deux facteurs économie et sécurité ; néanmoins ce dernier reste plus primordial lors d'une étude , et pour arriver au dimensionnement et ferrailage finaux nous avons exploré les différents éléments constituant un bâtiment et les différentes étapes de calcul de chacun de ces éléments tout cela en respectant les différents règlements actuellement en vigueur en Algérie .

Concernant notre étude logicielle, les résultats techniques et les illustrations trouvées via ETABS nous ont permis de mieux assimiler, interpréter et même d'observer le comportement de la structure, et à cet égard avoir une meilleure rentabilité du travail en matière de temps et d'efficacité.

Tout compte fait, nous avons constaté que l'élaboration et la conception d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur sa concordance avec le côté pratique ; enfin ce modeste travail n'est qu'une infime partie dans le domaine du génie civil, qui, nous espérons nous suivra dans le futur proche de notre vie professionnelle.

# BIBLIOGRAPHIE

## BIBLIOGRAPHIE

### **Règlements :**

- *Règles parasismiques Algériennes RPA 99/ version 2003.*
- *Règles de conception et de calcul des structures en béton armé CBA 93.*
- *Règles de calcul de béton armé aux états limites BAEL 91.*
- *Document technique réglementaire (DTR B.C 2.2) : Charge permanentes et charges d'exploitation.*

### **Logiciels :**

- *Logiciel ETABS 9.7.0*
- *Logiciel de ferrailage SOCOTEC*
- *EXCEL 2016*
- *WORD 2016*
- *AUTOCAD 2016*

### **Ouvrages :**

- *Calcul des ouvrages en béton armé*  
*Henry Tonier*
- *Calcul des ouvrages en béton armé*  
*M.Belazougui*
- *Les cloisons et les escaliers*  
*Gérard Calvat*
- *Formulaire du béton armé de*  
*Victor Davidovici*
- *Les abaques de PIGEAUD.*
- *Cours et travaux dirigés pendant tout le cursus universitaire*
- *Mémoires de fin d'étude «ingénieurs en G-C» des promotions précédentes.*