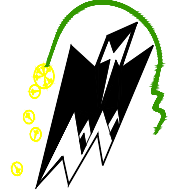


**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**  
**Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique**  
**Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou**  
**Faculté du génie de la construction**  
**Département de génie civil**



## **Mémoire de fin d'études**

**En vue de l'obtention du diplôme MASTER en génie civil.**  
**Option : construction civile et industrielle.**

### **THEME**

**Etude d'un bâtiment (R+8+sous-sol) à usage multiple  
contreventé par des voiles porteurs.**

**Etudié par :**  
**Mlle BENAMAR Melissa**  
**Mlle BOUDJEDAIMI Sarah**

**Dirigé par :**  
**Mme SMAHI**

**2019/2020**

# *Remerciements*

Toute notre reconnaissance et remerciement à ALLAH, le tout puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.

Nous exprimons nos profonds et sincère remerciements à notre promotrice Madame SMAHI, pour avoir cru en nos capacités pour mener à bien notre travail qu'elle a toujours dirigé avec une très grande rigueur scientifique. Sa disponibilité, ses conseils, ses encouragements et sa bonne humeur tout le long de notre travail.

Nous tenant à remercier aussi les membres de jury d'avoir bien accepté de consacrer leur temps pour évaluer notre travail.

Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants et les travailleurs du département de génie civil.

En fin nous n'oublions pas de remercier nos familles, nos camarades et tout ce qui ont contribué, de près ou de loin à la réalisation de ce projet

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes parents qui m'ont toujours soutenu et encouragé tout au long de ma vie, que dieu vous garde pour moi, MERCI.*

*A mon frère Amine.*

*A tous mes cousins et cousines.*

*A tous les membres de La famille BENAMAR et AZAOUN sans exception.*

*A tous mes amis et à ceux avec qui j'ai partagés les bons moments.*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

*Melissa*  
*Melissa*

# Dédicaces

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mes parents qui m'ont toujours soutenu et encouragé tout au long de ma vie, que dieu vous garde pour moi, MERCI.*

*A mes frères et sœurs.*

*A toute ma famille sans exception.*

*A tous mes amis et à ceux avec qui j'ai partagés les bons moments.*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce travail.*

*Sarah*  
*Sarah*

# Sommaire

<b>Introduction générale</b> .....	1
<b>Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.</b>	
I.1 : Introduction .....	2
I.2 : Présentation de l'ouvrage.....	2
I.3 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage.....	2
I.4 : Les éléments de l'ouvrage .....	2
I.5 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.....	5
<b>Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.</b>	
II.1 : Introduction .....	11
II.2 : Calcul du plancher .....	11
II.3 : Les poutres .....	12
II.4 : Les voiles.....	14
II.5 : Détermination des charges et surcharges .....	15
II.6 : Prédimensionnement des poteaux .....	18
<b>Chapitre III : Calcul des éléments.</b>	
III : Introduction.....	22
III.1 : Etude de l'acrotère .....	22
III.2 : Etude des planchers .....	28
III.3 : Etude des balcons.....	48
III.4 : Etude de la salle machine.....	53
III.5 : Etude de l'escalier .....	61
III.6 : Étude de poutre palière.....	84
III.7 : Étude de poutre de chaînage.....	91
<b>Chapitre IV : modélisation de la structure.</b>	
IV.1 : Introduction .....	108
IV.2 : Description de l'ETABS ..	108
IV.3 : Les étapes de modélisation .....	108
<b>Chapitre V : vérification des conditions du RPA99.</b>	
V.1 : Introduction .....	125
V.2 : Méthode de calcul .....	125
V.3 : Condition d'application de la méthode statique équivalente.....	125
V.4 : Vérification des conditions du RPA.....	126
<b>Chapitre VI: Calcul des éléments structuraux.</b>	
VI : Introduction .....	136
<b>VI.1 : Ferrailage des poteaux :</b> .....	136
VI.1.1 : Introduction :.....	136
VI.1.2 : Recommandation du RPA 99/Version 2003 :.....	137
VI.1.3 : Calcul du ferrailage :.....	138

VI.1.4 : Vérifications aux exigences du RPA :.....	142
VI.1.5 : Vérifications à L'ELU :.....	143
VI.1.6 : Vérification à L'ELS :.....	144
VI.1.7 : Schéma de ferrailage des poteaux :.....	147
<b>VI.2 : Ferrailage des poutres :</b> .....	148
VI.2.1 : Recommandation du RPA 99/Version 2003 :.....	148
VI.2.2 : Etape de calcul des armatures longitudinales :.....	149
VI.2.3 : Vérifications à L'ELU :.....	151
VI.2.4 : Vérification à L'ELS :.....	153
<b>VI.3 : Ferrailage des voiles :</b> .....	157
VI.3.1 : introduction :.....	157
VI.3.2 : Méthode de calcul :.....	157
VI.3.3 : Exigence du RPA : (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003) :.....	159
VI.3.4 : Exigence du BAEL : (Art A.8 .4/BAEL 91 modifié 99) :.....	159
VI.3.5 : les vérifications : .....	161

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

VII.1 : Introduction : .....	166
VII.2 : Differentes fonctions des fondations : .....	166
VII.3 : Etude du sol : .....	166
VII.4 : Choix du type de fondation : .....	166

## ***Chapitre VIII: Etude du mur plaque***

VIII.1 : Introduction :.....	190
VIII.2 : Méthode de calcul :.....	190
VIII.3 : Redimensionnement du mur plaque :.....	190
VIII.4 : Ferrailage du mur plaque :.....	192
VIII.5 : Vérification à l'ELS :.....	194

<b><i>Conclusion générale :</i></b> .....	196
---	-----

# Liste des figures

## ***Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.***

- Figure I.1 : Plancher en corps creux.
- Figure I.2 : Dalle pleine.
- Figure I.3 : Les murs intérieurs et extérieurs.
- Figure I.4 : Les escaliers.
- Figure I.5 : Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton (ELU).
- Figure I.6 : Diagramme contrainte-déformation du béton.
- Figure I.7 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier.

## ***Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.***

- Figure II.1 : Coupe verticale d'un plancher courant.
- Figure II.2 : Coupe verticale des différents voiles.
- Figure II.3 : Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible.
- Figure II.4 : Coupe transversale du plancher d'étage courant.
- Figure II.5 : Eléments constituant le mur extérieur.
- Figure II.6 : Eléments constituant le mur.
- Figure II.7 : Coupe verticale de l'acrotère.
- Figure II.8 : Surface d'influence du poteau.
- Figure II.9 : Loi de dégression des surcharges.

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

- Figure III.1.1 : Coupe verticale de l'acrotère.
- Figure III.1.2 : Diagrammes des efforts internes (M, N, T)
- Figure III.1.3 : Schéma statique de calcul du ferrailage.
- Figure III.1.4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.
- Figure III.2.1 : Ferrailage de la dalle de compression avec un treillis soudé (20×20) cm.
- Figure III.2.2 : Surfaces revenant aux poutrelles.
- Figure III.2.3 : Section de la poutre en T
- Figure III.2.4 : Exposition de la méthode des trois moments.
- Figure III.2.5 : Schéma statique de la poutrelle à plusieurs travées.
- Figure III.2.6 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU.
- Figure III.2.7 : Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU.
- Figure III.2.8 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS
- Figure III.2.9 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.
- Figure III.2.10 : Section en T.
- Figure III.2.11 : Schéma ferrailage du plancher en corps creux.
- Figure III.3.1 : Schéma statique du balcon.
- Figure III.3.2 : Plan de ferrailage du balcon.
- Figure III.4.1: Schéma de la salle machine.
- Figure III.4.2 : Diagramme des moments dans les deux sens à l'ELU.
- Figure III.4.3 : Les moments dans les 02 sens à l'ELS.
- Figure III.4.4 : Schéma de ferrailage de la salle machine.
- Figure III.5.1 : Schéma de l'escalier.
- Figure III.5.2 : Schéma statique de la volée de RDC et s-sol.
- Figure III.5.3 : Schéma statique du chargement à l'ELU.
- Figure III.5.4 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.
- Figure III.5.5 : Schéma statique du chargement à l'ELS.

Figure III.5.6 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.  
Figure III.5.7 : Schéma statique de la volée d'étage courant  
Figure III.5.8 : Schéma statique du chargement à l'ELU.  
Figure III.5.9 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.  
Figure III.5.10 : Schéma statique de ferrailage.  
Figure III.5.11 : Schéma statique du chargement à l'ELS.  
Figure III.5.12 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.  
Figure III.5.13 : Schéma de ferrailage des escaliers RDC et s-sol.  
Figure III.5.14 : Schéma de ferrailage des escaliers étage courant.  
Figure III.6.1 : Schéma statique de la poutre.  
Figure III.6.2 : Diagramme des M et T à l'ELU  
Figure III.6.3 : Diagramme des M et T à l'ELS  
Figure III.6.4 : Ferrailage de la poutre palière.  
Figure III.7.1 : Schéma statique de calcul à L'ELU.  
Figure III.7.2 : Diagramme des efforts internes à L'ELU.  
Figure III.7.3 : Diagramme des efforts internes à L'ELS.  
Figure III.7.4 : Ferrailage de la poutre de chaînage.

#### ***Chapitre IV : Modélisation de la structure.***

Figure IV.1 : Introduction de la géométrie de base.  
Figure IV.2 : Les lignes de construction.  
Figure IV.3 : Introduction des étages.  
Figure IV.4 : Affichage en plan et en 3D.  
Figure IV.5 : Caractéristique du béton.  
Figure IV.6 : Caractéristique d'autres matériau.  
Figure IV.7 : Création des sections.  
Figure IV.8 : Définition des poutres.  
Figure IV.9 : Définition des sections.  
Figure IV.10 : Définitions des dalles pleines et des voiles.  
Figure IV.11 : Création des poutres.  
Figure IV.12 : Vue en plan des éléments structuraux d'un étage.  
Figure IV.13 : Définition du poids propre.  
Figure IV.14 : Définition de la masse sismique.  
Figure IV.15 : Définition du spectre de calcul du RPA.  
Figure IV.16 : Introduction du spectre de calcul du RPA.  
Figure IV.17 : Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales.  
Figure IV.18 : La méthode du chargement.  
Figure IV.19 : Introduction des combinaisons d'actions.  
Figure IV.20 : Encastrement des appuis.  
Figure IV.21 : Introduction des diaphragmes.  
Figure IV.22 : Options d'analyses.  
Figure IV.23 : Lancement d'analyse.  
Figure IV.24 : Visualisation des déplacements.  
Figure IV.25 : Visualisation des réactions.  
Figure IV.26 : Résultats d'analyses.

#### ***Chapitre V : Vérification des conditions du RPA99.***

Figure V.1 : Affichage des informations modales.  
Figure V.2 : Extraction de la période de la structure.  
Figure V.3 : Effort tranchant à la base données par ETABS.

Figure V.4 : Méthode d'affichage des déplacements sur le logiciel ETABS.

Figure V.5 : Excentricité données par le logiciel ETABS.

### ***Chapitre VI : Calcul des éléments structuraux.***

Figure VI.1.1 : Zone nodale dans le poteau.

Figure VI.1.2 : Ferrailage poteau 50x50.

Figure VI.1.3 : Ferrailage poteau 45x45.

Figure VI.1.4 : Ferrailage poteau 40x40.

Figure VI.3.1 : Diagrammes des contraintes des différentes sections.

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

Figure VII.1 : Diagramme des contraintes.

Figure VII.2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

Figure VII.3 : Le panneau le plus sollicité.

Figure VII.4 : Schéma statique du débord.

Figure VII.5 : Présentation des chargements.

Figure VII.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens longitudinal).

Figure VII.7 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU (sens longitudinal).

Figure VII.8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens longitudinal).

Figure VII.9 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS (sens longitudinal).

Figure VII.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU (sens transversal).

Figure VII.11 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU (sens transversal).

Figure VII.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (sens transversal).

Figure VII.13 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS (sens transversal).

### ***Chapitre VIII : Etude du mur plaque :***

Figure VIII.1 : Schéma statique du mur plaque.

Figure VIII.2 : Diagramme des contraintes.

Figure VIII.3 : Ferrailage du mur plaque.

# Liste des Tableaux

## ***Chapitre I : Présentation et description de l'ouvrage.***

Tableau I.1 : Caractéristique des aciers.

## ***Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.***

Tableau II.1 : Vérification des poutres selon le RPA99.

Tableau II.2 : Evaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible.

Tableau II.3 : Caractéristiques des éléments plancher d'un étage courant.

Tableau II.4 : Charge revenants aux murs extérieurs.

Tableau II.5 : Charge revenants aux murs intérieurs.

Tableau II.6 : Coefficients de dégression des surcharges.

Tableau II.7 : Surcharge cumulée.

Tableau II.8 : Récapitulatif de la descente de charges sur le poteau.

Tableau II.9 : Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA.

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

Tableau III.2.1 : Calcul des moments en travée du 1<sup>er</sup> cas à l'ELU.

Tableau III.2.2 : Calcul des moments en travée du 2<sup>ème</sup> cas à l'ELU.

Tableau III.2.3 : Calcul des efforts tranchant du 1<sup>er</sup> cas à l'ELU.

Tableau III.2.4 : Calcul des efforts tranchant du 2<sup>ème</sup> cas à l'ELU.

Tableau III.2.5 : Calcul des moments en travée du 1<sup>er</sup> cas à l'ELS.

Tableau III.2.6 : Calcul des moments en travée du 2<sup>ème</sup> cas à l'ELS.

Tableau III.2.7 : Calcul des efforts tranchant du 1<sup>er</sup> cas à l'ELS.

Tableau III.2.8 : Calcul des efforts tranchant du 2<sup>ème</sup> cas à l'ELS.

Tableau III.3.1 : Caractéristiques des éléments de revêtement.

Tableau III.3.2 : Caractéristiques des éléments du garde-corps.

Tableau III.5.1 : Charge et surcharge revenant au palier.

Tableau III.5.2 : Charge et surcharge revenant à la paillasse RDC.

Tableau III.5.3 : Charge et surcharge revenant au palier.

Tableau III.5.4 : Charge et surcharge revenant à la paillasse de l'étage courant.

## ***Chapitre V : Vérification des conditions du RPA99.***

Tableau V.1 : Mode de vibration et participation massique.

Tableau V.2 : Déplacement relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens.

Tableau V.3 : Justifications vis-à-vis de l'effet P-Delta.

Tableau V.4 : Calcul de l'excentricité.

## ***Chapitre VI : Calcul des éléments structuraux.***

Tableau VI.1.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.

Tableau VI.1.2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA.

Tableau VI.1.3 : Calcul des armatures pour les poteaux.

Tableau VI.1.4 : Vérification au cisaillement.

Tableau VI.1.5 : Vérification de la condition de non fragilité.

Tableau VI.1.6 : Vérification des contraintes.

Tableau VI.2.1 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA.

Tableau VI.2.2 : Calcul des armatures pour les poutres principales.

Tableau VI.2.3 : Calcul des armatures pour les poutres secondaires.

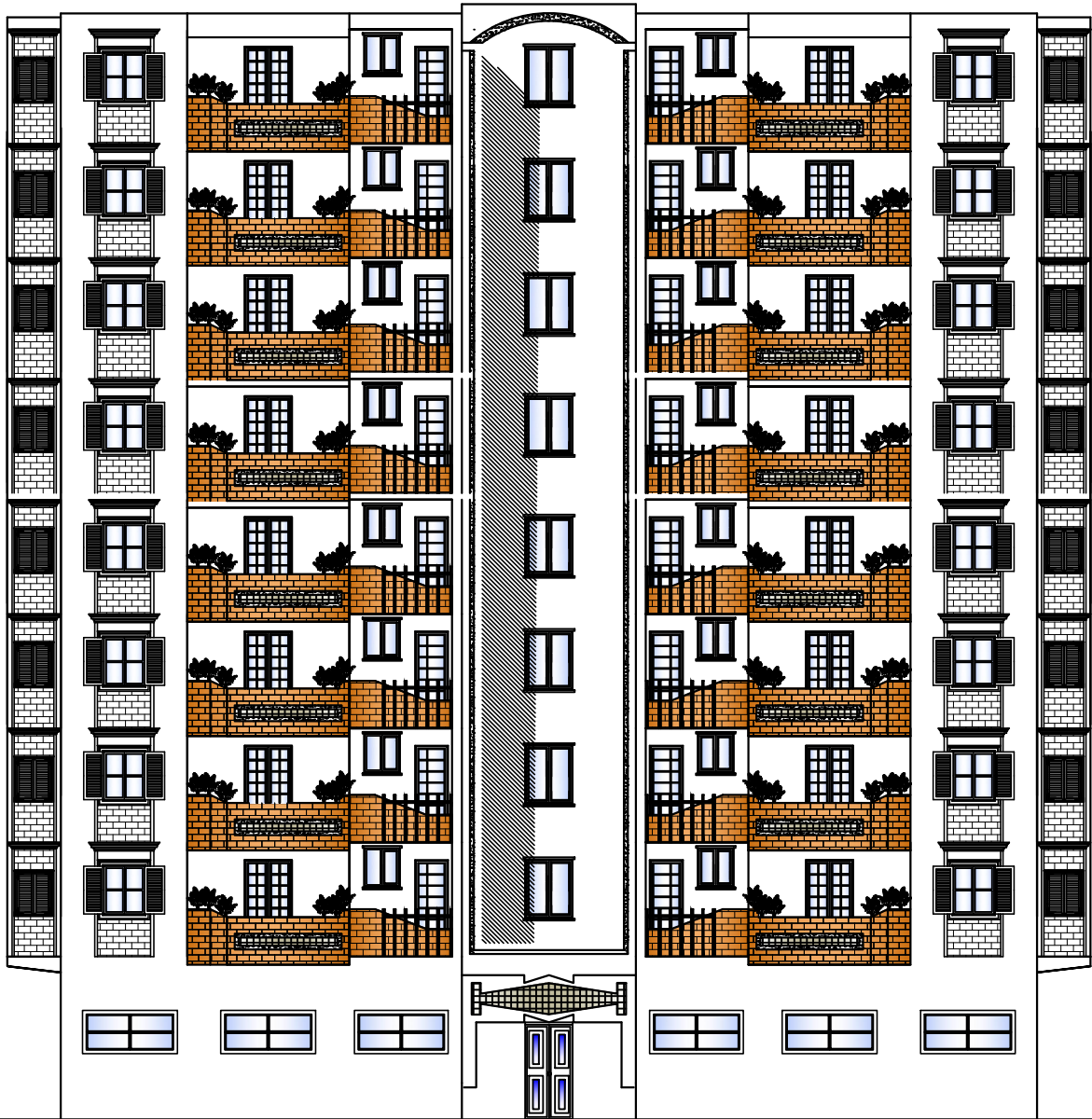
Tableau VI.2.4 : Vérification des contraintes dans le béton pour les poutres principales  
Tableau VI.2.5 : Vérification des contraintes dans le béton pour les poutres secondaires.  
Tableau VI.3.1 : Ferrailage des voiles longitudinaux de 3,20 m.  
Tableau VI.3.2 : Ferrailage des voiles longitudinaux de 3,80 m.  
Tableau VI.3.3 : Ferrailage des voiles longitudinaux de 4,60 m.

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

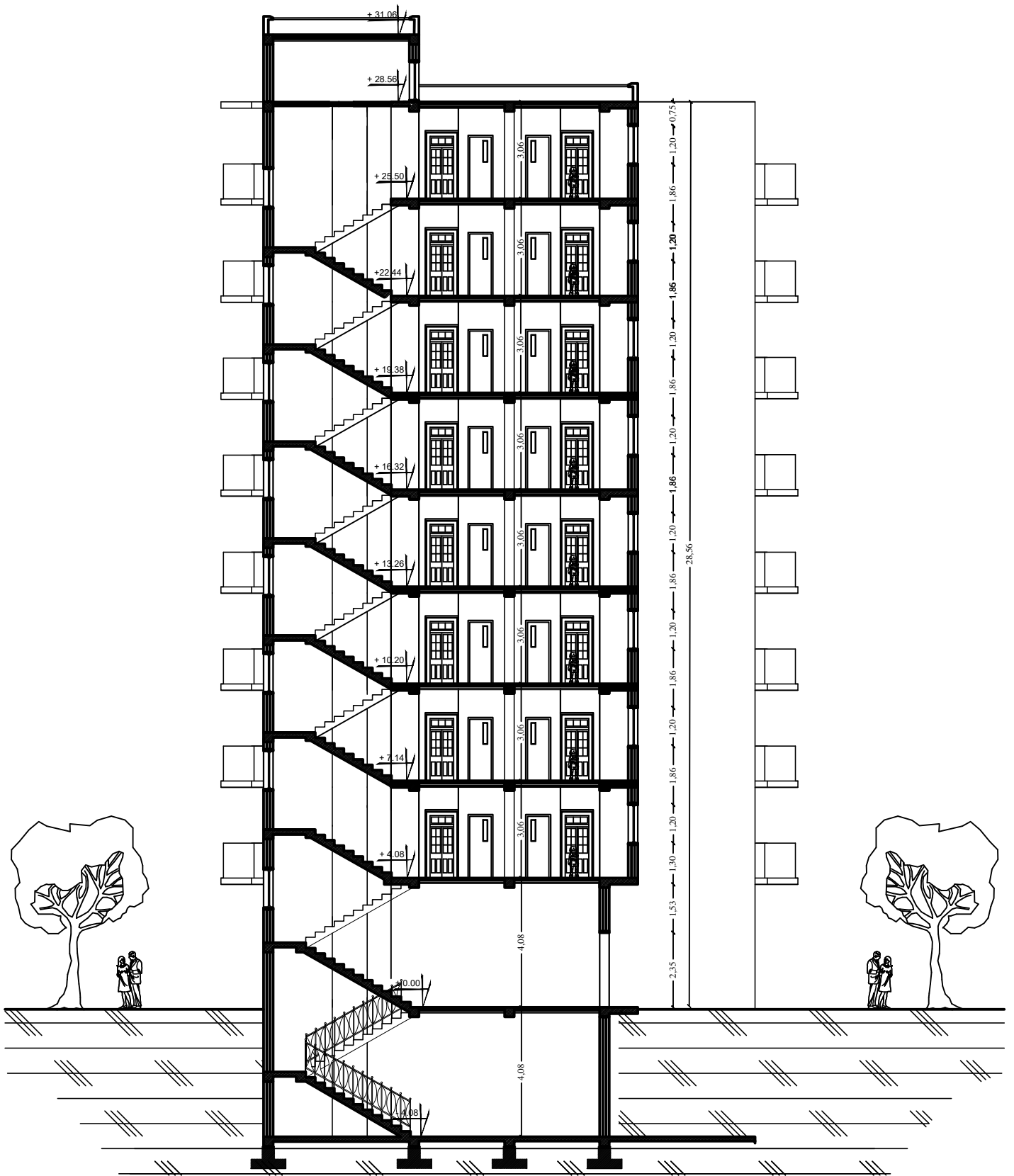
Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).  
Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).  
Tableau VII.3 : Présentation de la résultante des charges.  
Tableau VII.4 : Résultats des ferrailages.  
Tableau VII.5 : Vérification des conditions de non fragilité.  
Tableau VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.  
Tableau VII.7 : Charges à l'ELU et l'ELS dans le sens longitudinal.  
Tableau VII.8 : Charges à l'ELU et l'ELS dans le sens transversal.  
Tableau VII.9 : Les efforts interne dans les nervures.  
Tableau VII.10 : le ferrailage adopté pour la nervure.  
Tableau VII.11 : Vérification des contraintes à l'ELS.

### ***Chapitre VII : Etude du mur plaque :***

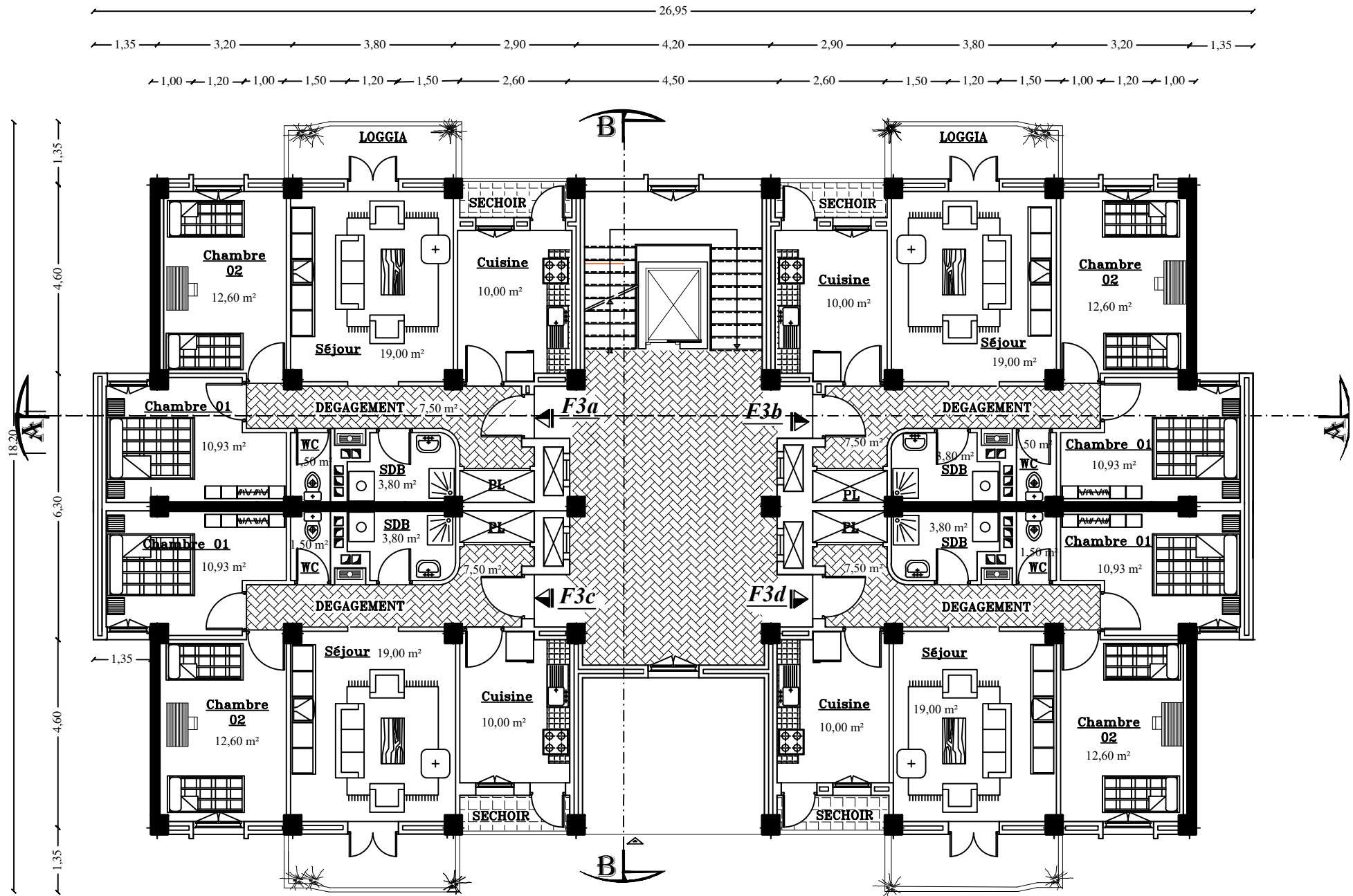
Tableau VIII.1 : Ferrailage du mur de soutènement.  
Tableau VIII.2 : Vérification des contraintes à l'ELS.



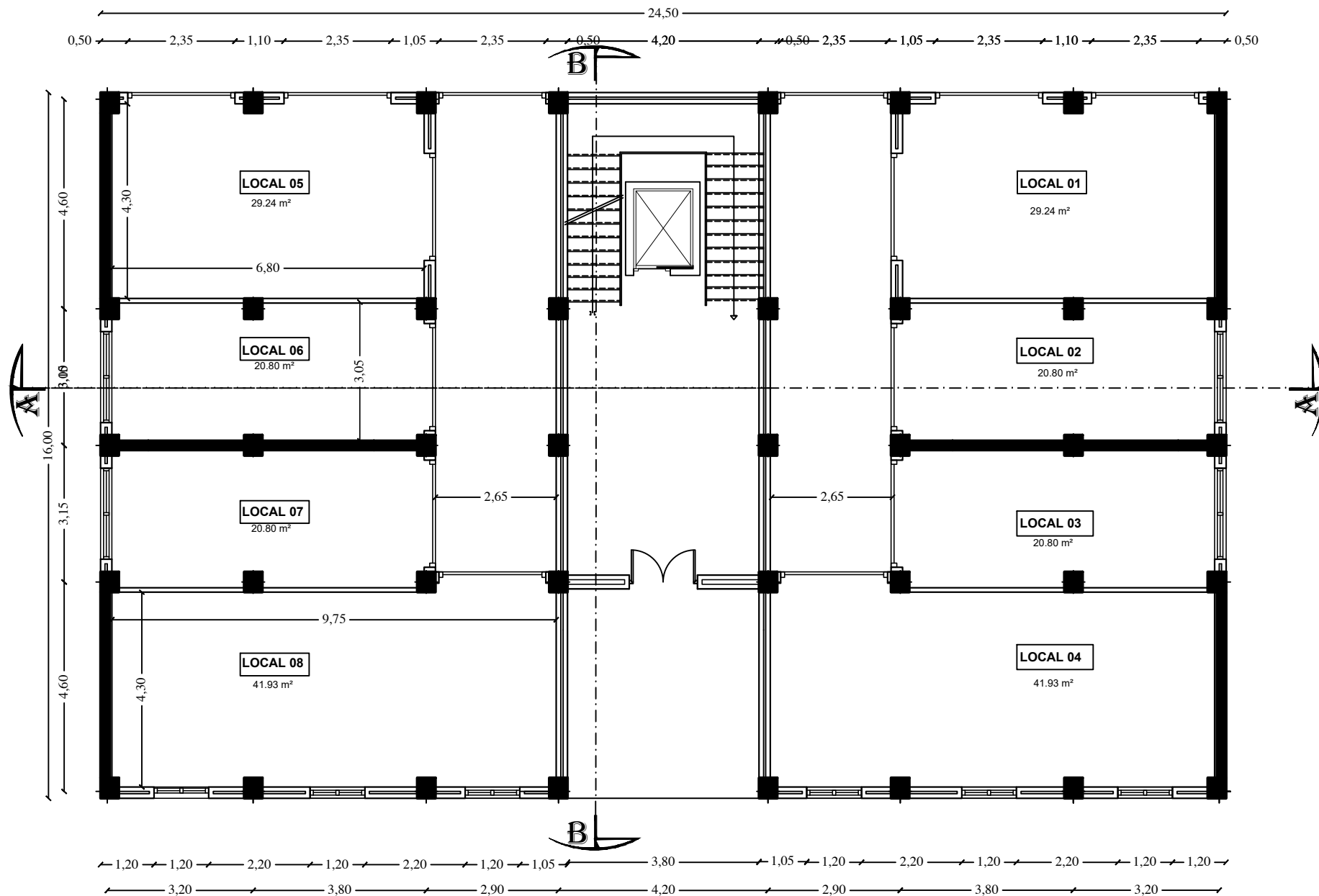
**FAÇADE PRICIPALE .**



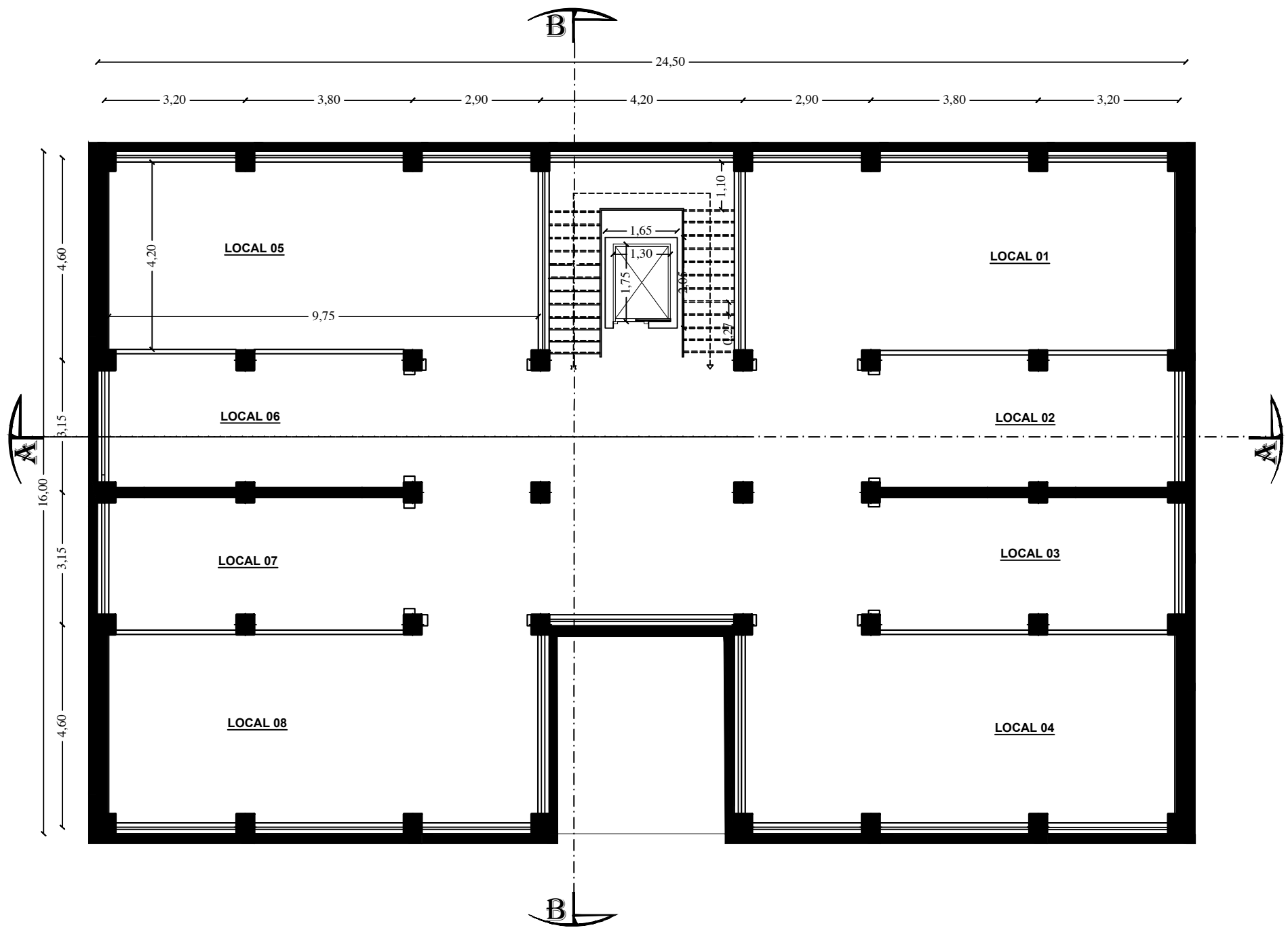
**COUPE B-B .**



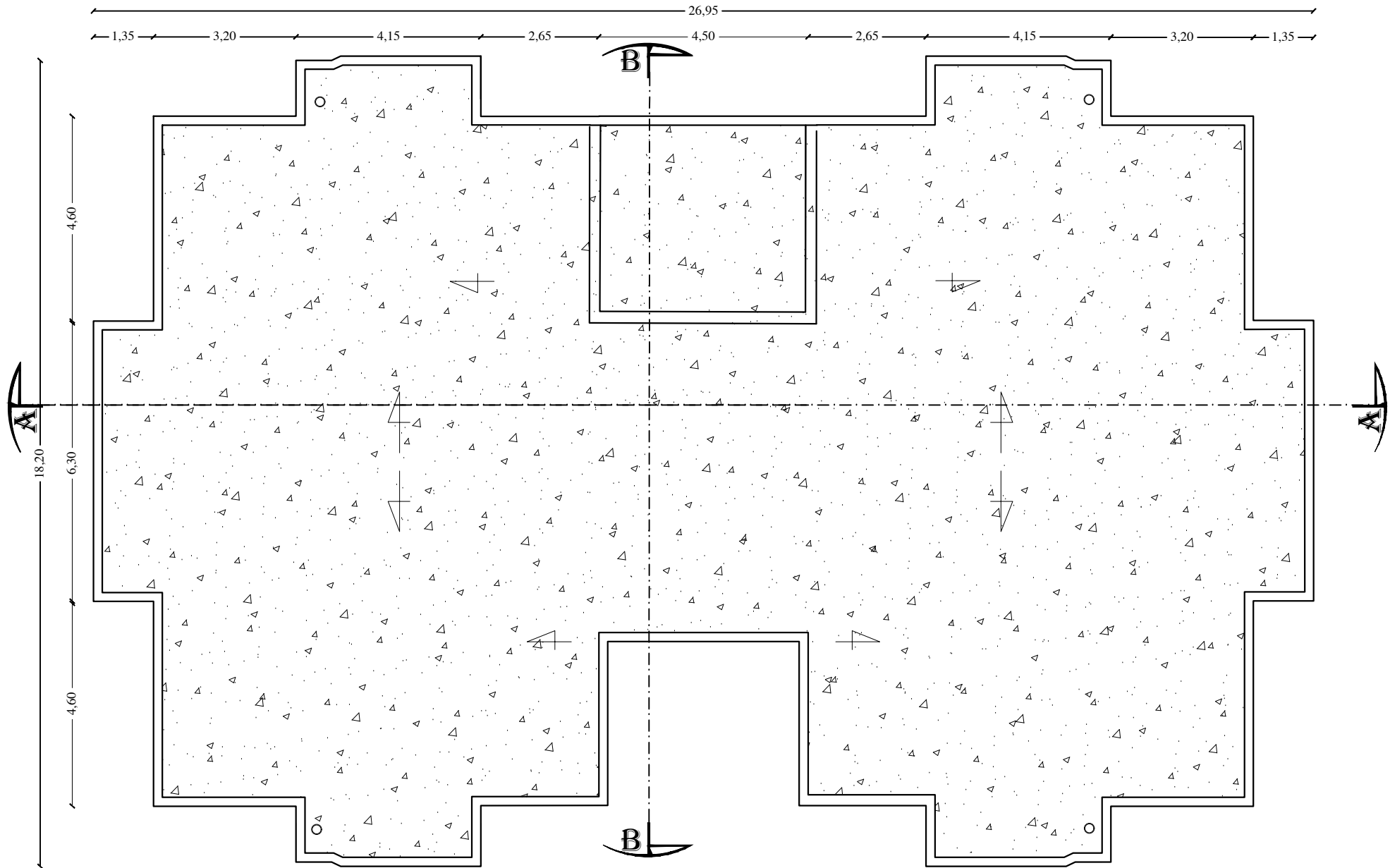
**PLAN DE L'ETAGE COURANT .**



# PLAN DE REZ DE CHAUSSEE .



**PLAN DU S-SOL.**



**PLAN TERRASSE INACCESSIBLE .**

## Introduction générale

Le génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles. Le rôle des ingénieurs en génie civils est : la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrage de construction et d'infrastructure urbaines dont ils assurent la sécurité des vies humaines, l'économie (en tenant compte du coût de réalisation), la protection de l'environnement, l'esthétique et la visibilité de l'édifice, leurs réalisations se répartissent principalement dans quatre grandes domaines d'intervention à savoir le domaine de structure, de géotechnique, d'hydraulique et de l'environnement. On observe deux grandes distinctions au sein du génie civil : le bâtiment et les travaux publics.

En Algérie les expériences vécues, durant le dernier séisme (Boumerdes en 2003) ont conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique algérien en publiant le RPA99 modifié 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiées. Le règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment à usage multiple (commercial et habitation) constitué d'un sous-sol et RDC qui contient des locaux à usage commercial plus de 8 étages d'habitation, implanté à Tizi-Ouzou, cette région est classée dans la zone Iia. La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système de contreventé par voile et portique.

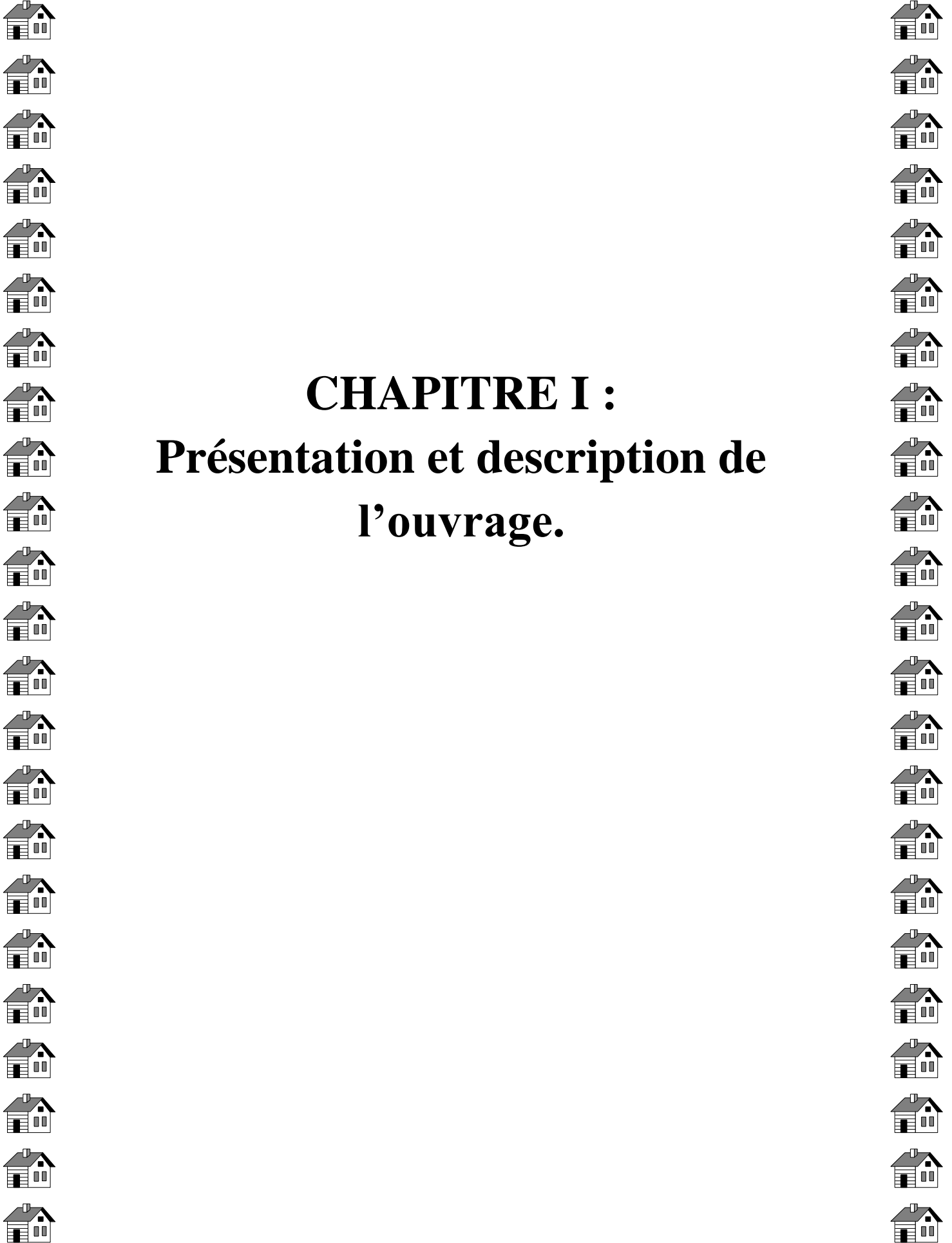
Notre travail est subdivisé en trois parties principales :

Dans la première partie, nous présenterons d'abord l'ouvrage, ses constituants et les matériaux de constructions. Puis, nous procéderons au pré dimensionnement des éléments. Enfin, nous calculerons le ferraillement des différents éléments secondaires (acrotère, plancher, escaliers...). La deuxième partie, aura pour objectif la détermination des ferraillements des éléments principaux, pour y arriver, nous effectueront d'abord une analyse dynamique en réalisant un modèle 3D à l'aide d'un logiciel de calcul (ETABS), qui nous permettra d'avoir les résultats suivants :

- Les caractéristiques vibratoires (périodes et modes) de la structure.
- Les sollicitations dans les éléments structuraux poutre, poteaux et voiles.

Enfin dans la troisième et la dernière partie, nous aborderont l'étude des fondations et du mur plaque.

Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calculs et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, le RPA99/modifié2003 et le logiciel ETABS V9.6.



**CHAPITRE I :**  
**Présentation et description de**  
**l'ouvrage.**



## I.1 : Introduction :

L'objet de ce chapitre est, la présentation des caractéristiques géométriques de l'ouvrage et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation.

## I.2 : Présentation de l'ouvrage :

Le projet de construction qu'on va étudier est un bâtiment R+8 plus un sous-sol à usage d'habitation et commercial. L'ouvrage sera implanté dans la wilaya de Tizi Ouzou, une région située en zone IIa, des sismicités moyenne selon le règlement parasismique algérien (RPA 99 /modifier 2003). Le bâtiment est constitué d'une structure mixte en béton armé (portiques et voiles).

- Un sous-sol et RDC à usage commercial
- Les 8 étages courants à usages d'habitation.

La liaison entre les niveaux est assurée par un escalier en béton armé et un ascenseur.

## I.3 : Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Le bâtiment qu'on va étudier est constitué d'un seul bloc de forme régulière en plan.

### ➤ Dimension en élévation :

Hauteur de RDC.....	h=04,08m.
Hauteur d'étage courant .....	h=03,06m.
Hauteur du sous-sol .....	h=04,08m.
Hauteur totale de la structure (sans l'acrotère) .....	h=32,64m.

### ➤ Dimension en plan :

Longueur totale de bâtiment .....	$L_{long}=26,95m.$
Largeur totale de bâtiment.....	$L_{trans}=18,20m.$
Longueur totale du sous-sol.....	$L_{long}=24,50m.$
Largeur totale du sous-sol.....	$L_{trans}=16,00m.$

## I.4 : Les éléments de l'ouvrage :

**I.4.1 : La superstructure :** est composée de :

### a. L'ossature :

L'ouvrage considéré est en ossature mixte constitué de :

- Portiques transversaux et longitudinaux (poutres et poteaux) qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales.
- Voiles porteurs en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales (séisme).

### b. Les planchers :

Le plancher est une aire plane destinée à séparer les niveaux, les planchers assurent deux fonctions principales :

- **La Fonction de résistance mécanique :** ils supportent leurs poids propres et transmettent les charges et les surcharges aux éléments porteurs de la structure.
- **La fonction d'isolation :** ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.

Pour notre ouvrage on a utilisé deux types de plancher :

➤ **Plancher corps creux :**

Il est constitué de poutrelles préfabriquées et une dalle de compression.

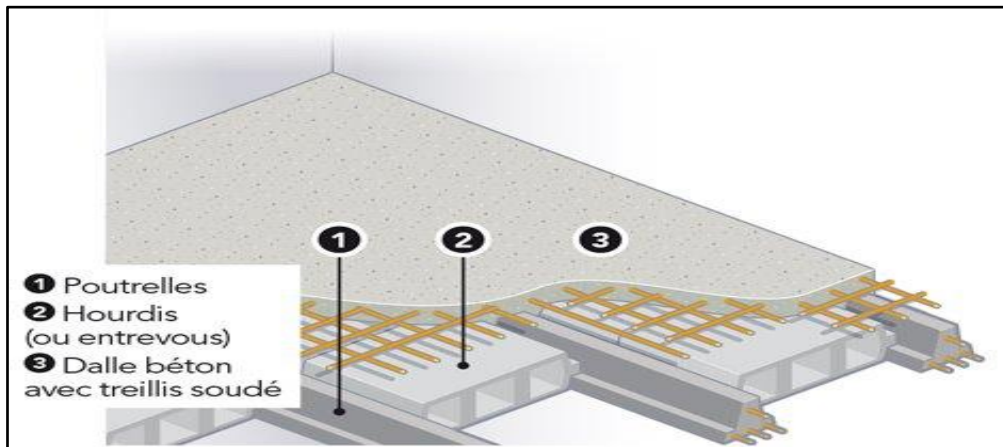


Figure I.1 : Plancher en corps creux.

➤ **Plancher en dalle pleine :**

Il est constitué en béton armé posé directement sur les poteaux.

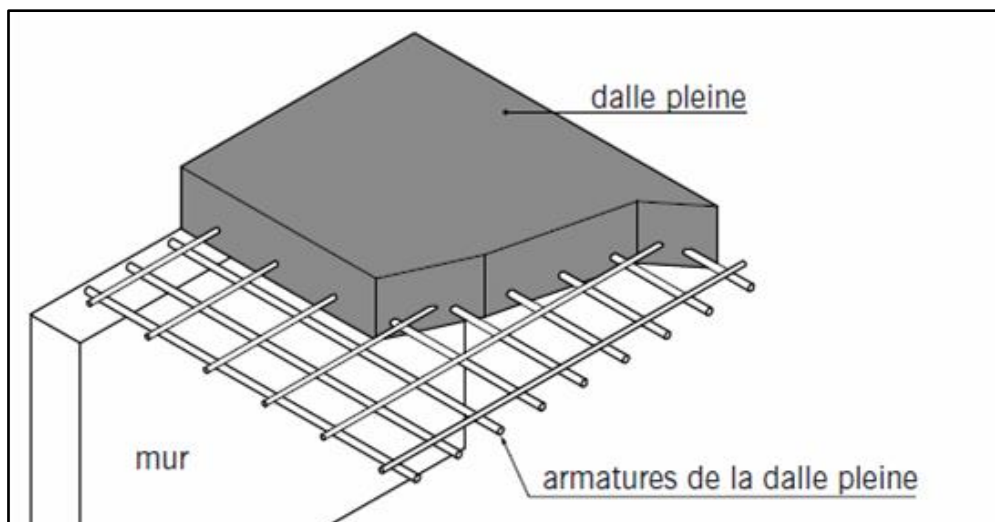
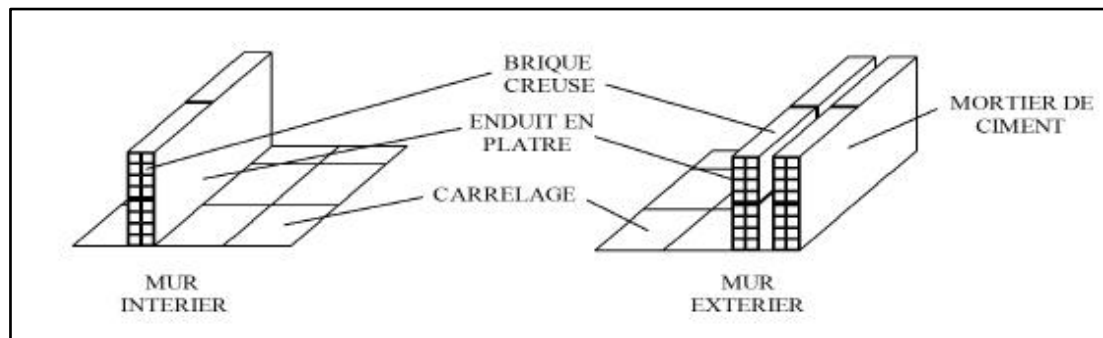


Figure I.2 : Dalle pleine.

**c. La maçonnerie :**

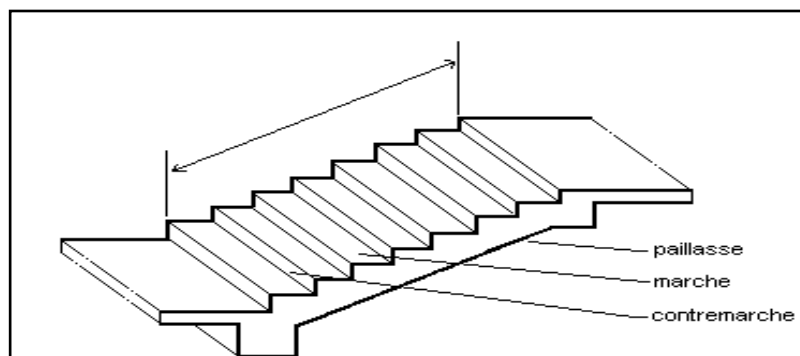
- Les murs extérieurs sont réalisés en double cloison composés de deux murs en briques creuses de 10 cm d'épaisseur et 5cm pour la lame d'air qui assure l'isolation thermique.
- Les murs intérieurs ou murs de séparation sont réalisés en simple cloison composé de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.



**Figure I.3 : Les murs intérieurs et extérieurs.**

**d. Escaliers :**

Ils assurent l'accès d'un niveau à un autre, le bâtiment comporte un seul type d'escalier composé de deux volées et un palier de repos réalisée en béton armé coulé sur place.



**Figure I.4 : Les escaliers**

**e. Cage d'ascenseur :**

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voiles en béton armé coulé sur place.

**f. Balcons :**

Les balcons sont réalisés en console en dalle pleine.

**g. Revêtement :** il sera réalisé en :

- Mortier de ciment pour les murs de façade extérieure.
- Enduit en Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.
- Carrelage scellé pour les escaliers.
- Carrelage scellé pour les planchers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

**h. Terrasse inaccessible :**

La terrasse est inaccessible sauf pour entretien.

**i. acrotère :**

Elle est réalisée en béton armé sur toute la périphérie du plancher terrasse inaccessible d'une hauteur de 60 cm.

**j. Coffrage :**

On utilise deux types de coffrage :

- Un coffrage traditionnel (en bois) pour les portiques (les poteaux et les poutres)
- Un coffrage métallique pour les voiles.

**I.4.2 : L'infrastructure :****Les fondations :**

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle constitue une partie importante de l'ouvrage, elle assure la transmission des charges et des surcharges de la superstructure au sol. Elles sont classées suivant trois types :

- Fondations superficielles (semelles isolées et semelles filantes).
- Fondations semi profondes (puits).
- Fondations profondes (pieux).

**I.5 : Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :**

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels : le béton et l'acier qui doivent satisfaire les règlements suivants :

- BAEL91 modifié 99 (béton armé aux états limites).
- RPA99 modifié 2003 (règles parasismiques algériennes).
- DTR (document technique réglementaire).

**I.5.1 : Le béton :**

Le béton est constitué par le mélange de matériaux inertes (granulats), du ciment et de l'eau et dans certain cas d'adjuvants.

La composition courante d'un m<sup>3</sup> de béton est :

- 350kg de ciment de 32,5R.
- 400kg de sable D<sub>g</sub><5mm.
- 800kg de gravillons 5mm<D<sub>g</sub><25mm.
- 175l d'eau de gâchage.

**I.5.1.1 : Les caractéristiques physiques et mécaniques :****a. Résistance caractéristique à la compression :**

Dans le cas courant, le béton est défini par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours par un essai sur éprouvettes normalisées. Elle est notée " f<sub>cj</sub> ".

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge < 28 jours, sa résistance à la compression est calculée comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{(4,76+0,83j)} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{(1,40+0,95j)} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \dots \dots \text{A.2.1,11BAEL91/modifié99.}$$

À noter qu'une résistance caractéristique à la compression de **25 MPA** est facilement obtenue, sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier **A.2.1,13BAEL91/modifié99**.

**b. Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge « j » jours est donnée par la formule suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPA} \dots\dots \text{A.2.1,12BAEL91/modifié99.}$$

D'où :  $f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa.}$

**I.5.1.2 : Les états limites :**

L'article (A.1.2 BAEL 91/modifié99) précise que : « Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction ou l'un des éléments est strictement satisfaite ».

On distingue deux états limites :

**a. Etat limite ultime (ELU) :**

C'est un état qui correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité, soit :

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

Elle est définie par la formule suivante :

$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{A.4.3,41BAEL91/modifié99.}$$

Avec :

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité partiel :

$\gamma_b = 1,50$  si la situation est courante.

$\gamma_b = 1,15$  si la situation est accidentelle.

$\theta$  : coefficient de la durée d'application des actions considérées.

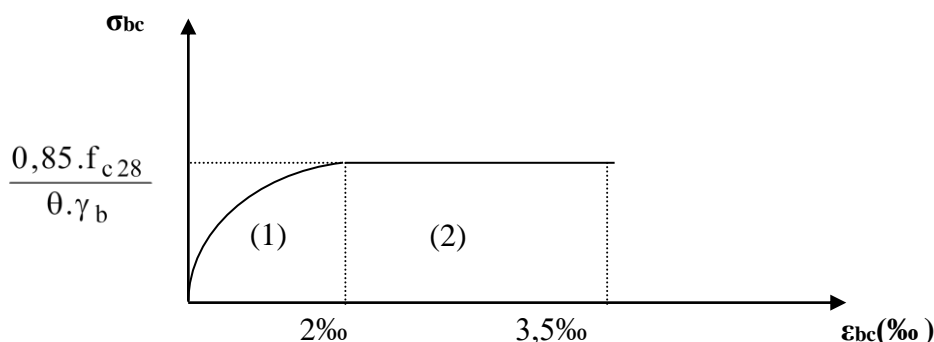
$\theta = 1$  si la durée d'application est  $\geq 24\text{h}$ .

$\theta = 0,9$  si la durée d'application est entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85$  si la durée d'application est  $< 1\text{h}$ .

0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.

**Pour :**  $\gamma_b = 1,5$  et  $\theta = 1$  , on aura  $f_{bc} = 14,2 \text{ MPa.}$

**➤ Diagramme de contrainte-déformation du béton à l'ELU :**

**Figure I.5 : Diagramme de calcul contrainte-déformation du béton (ELU).**

**b. Etat limite de service (ELS) :**

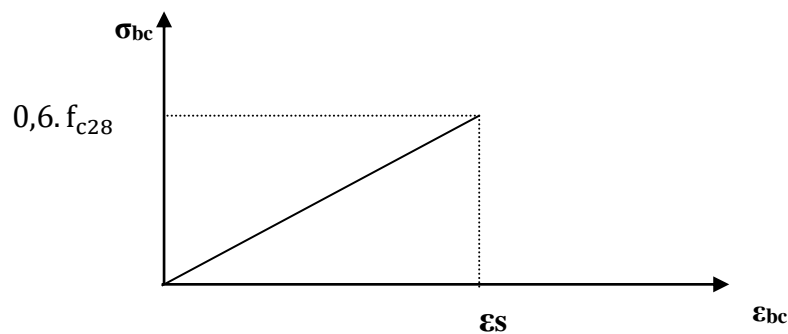
C'est l'état au-delà du quel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de la durabilité qui comprennent les états limites de fissuration.

La contrainte limite de service en compression est limitée par :

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

Donc :  $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa.}$

➤ **Diagramme de contrainte-déformation du béton à l'ELS :(A.4.5,2 BAEL91/modifiée99).**



**Figure I.6 : Diagramme contrainte-déformation du béton (ELS).**

- **Contrainte limite de cisaillement :**

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} \dots \dots \dots \text{A.5.1,21 BAEL91/modifiée99.}$$

Avec :

$v_u$  : Effort tranchant à l'ELU dans la section.

$b_0$  : Largeur de la section cisailée.

$d$  : Hauteur utile (0,9h position d'acier tendus).

Cette contrainte doit respecter les conditions limites suivantes :

$$\tau_u = \min [0,13f_{c28} ; 5\text{MPa}] = 3,25 \quad \text{pour la fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = \min [0,10f_{c28} ; 4\text{MPa}] = 2,5 \quad \text{pour la fissuration préjudiciable et très préjudiciable.}$$

### I.5.1.3 : Module d'élasticité :

On distingue deux sortes de modules :

➤ **Module de déformation longitudinale du béton :**

- **Module d'élasticité instantanée :**

La contrainte normale est inférieure à 24h.

Le module de déformation longitudinale instantanée du béton à l'âge de « j » jours est donné par la relation (Art. A.2.1.21, BAEL 91) :

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

$$E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa.}$$

• **Module d'élasticité différée :**

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage).

Pour un chargement de longue durée (cas courant) d'application, le module de déformation différé  $E_{vj}$  est donné par la relation (A.2.1,22 BAEL 91/modifiée99) :

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

$$E_{v28} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa.}$$

➤ **Module de déformation transversale du béton :**

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)} \dots\dots\dots \text{A.2.1,3, BAEL 91/modifiée99.}$$

Avec :

E : Module de Young.

$\nu$ : Coefficient de Poisson.

Le coefficient de poisson est défini comme étant le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale :

$$\nu = \frac{\Delta d/d}{\Delta l/l} \dots\dots\dots \text{A.2.1,3, BAEL 91/modifiée99.}$$

D'où :

$\nu = 0,2$  à l'ELS pour le calcul des déformations.

$\nu = 0$  à l'ELU pour le calcul des sollicitations.

**I.5.2 : Acier :**

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression. Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

Type D'acier	Nomination	Symbole	Limite D'élasticité Fe en MPa	Résistance à la Rupture	Allongement Relatif à la Rupture [%o]	Coefficient de Scellement $\Psi$
<b>Aciers en barre</b>	Haute adhérence FeE400	HA	400	480	14	1,5
<b>Aciers en treillis</b>	Treillis soudé (TS) TL 520( $\phi < 6$ )	TS	520	550	8	1

**Tableau I.1 : Caractéristiques des aciers.**

**I.5.2.1 : Module d'élasticité :**

Le module élasticité longitudinal ( $E_s$ ) de l'acier est pris égal à :

$E_s = 200000 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{A.2.2,1 BAEL 91/modifiée99.}$

Le coefficient de Poisson des aciers est pris égal à:  $\nu=0,3$ .

**I.5.2.2 : Limite d'élasticité de l'acier :**

**a. L'état limite ultime (ELU) :**

La contrainte limite de l'acier est donnée par la formule suivante :

$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \dots\dots\dots \text{A.4.3,2BAEL91/modifiée99.}$

Avec :

$\sigma_{st}$  : Contrainte admissible d'élasticité de l'acier.

$\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$  pour les aciers à haute adhérence FeE400

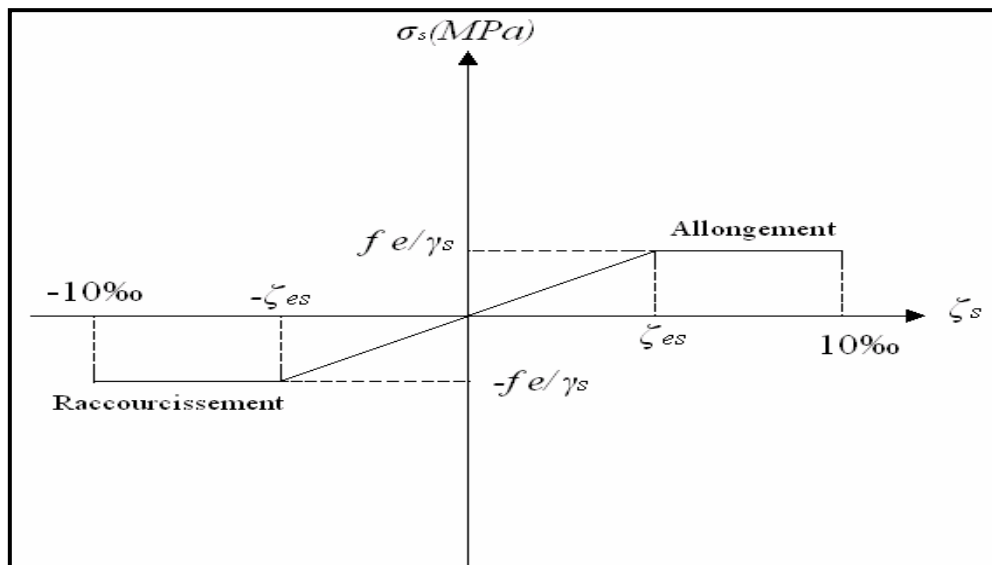
$f_e$  : Limite d'élasticité garantie c'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne lieu à une déformation résiduelle de 2‰.

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité pris égale à :

$\gamma_s = 1,15$  en situation courante.

$\gamma_s = 1,00$  en situation accidentelle.

➤ **Diagramme de contrainte-déformation de l'acier : (A.2.2,2BAEL91/modifiée99).**



**Figure I.7 : Diagramme contraintes-déformations de l'acier.**

**b. L'état limite service (ELS) :**

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

- **Fissurations peu nuisibles :**

Pour les éléments intérieurs : aucune vérification à effectuer.

- **Fissurations préjudiciables :**

Pour les éléments exposés aux intempéries il faut avoir :

$\sigma_s \leq \min\{2/3 f_e ; \max(0,5f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}})\} \dots\dots\dots \text{A.4.5,33BAEL91/modifiée99.}$

- **Fissurations très préjudiciables :**

Pour les éléments exposés à un milieu agressif (l'atmosphère marine, les acides, les gaz) il faut avoir :

$$\sigma_s \leq \min ( 0.5 f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} ) \dots\dots\dots \mathbf{A.4.5,34BAEL91/modifiée99.}$$

Avec :

$f_e$  : limite d'élasticité des aciers utilisés.

$\eta$  : coefficient de fissuration relative est pris égale à :

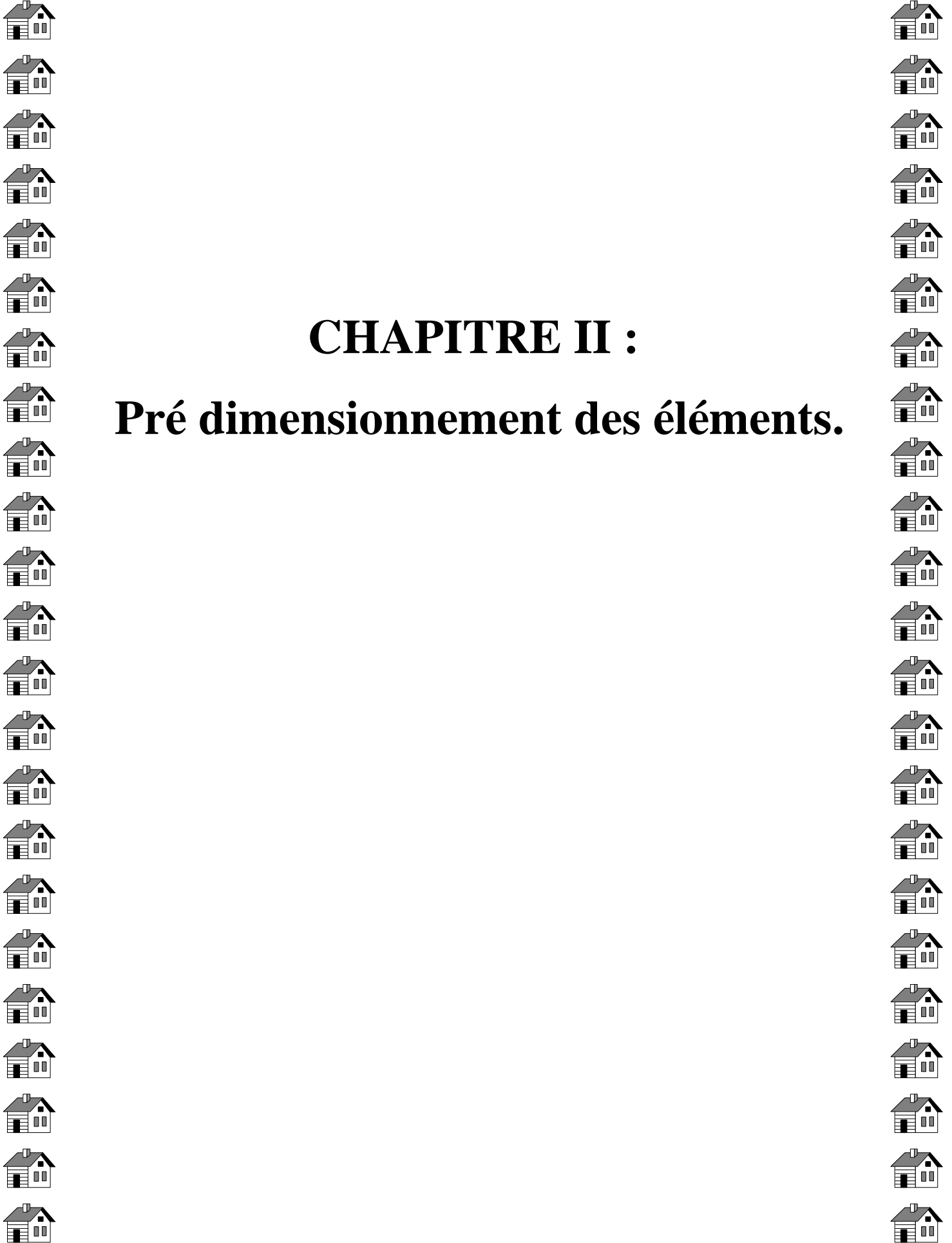
$\eta = 1$  : pour les aciers ronds lisses et treillis soudés.

$\eta = 1,6$  : pour les aciers de haute adhérence ( $\varnothing \geq 6\text{mm}$ ).

**I.5.2.3 : Protection des aciers : .....A.7.2,4BAEL91/modifiée99.**

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

- $C \geq 5\text{cm}$  : Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3\text{cm}$  : Pour les éléments en contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1\text{cm}$  : pour les parois situées dans les locaux non exposés aux condensations.



**CHAPITRE II :**  
**Pré dimensionnement des éléments.**



## II.1 : Introduction :

Après avoir présenté les caractéristiques géométriques de l'ouvrage et les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés, nous procédons au pré dimensionnement qui permet de déterminer les différentes dimensions des éléments de la structure tels que les planchers, les poutres (principales et secondaires), les poteaux et les voiles.

Le pré dimensionnement se fait selon les règles du **BAEL91, RPA99/modifiée2003**.

## II.2 : Calcul du plancher :

### II.2.1 : Plancher en corps creux :

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.

Il est constitué d'une dalle de compression et de corps creux reposant sur des poutrelles en béton armé disposées dans le sens la petite portée.

L'épaisseur du plancher à corps creux est donnée par la formule suivante :

$$ht \geq \frac{L_{\max}}{22,5} \dots\dots\dots \mathbf{B.6.8.423 \text{ BAEL91/modifiée99.}}$$

Avec :

ht : hauteur totale du plancher

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

**Remarque :** pour le pré dimensionnement des poteaux on se refera dans un premier temps au RPA99 version 2003, zone II<sub>a</sub>, la section minimale des poteaux doit être supérieure ou égale à (25x25) cm<sup>2</sup>.

Dans notre cas la portée libre maximale est :

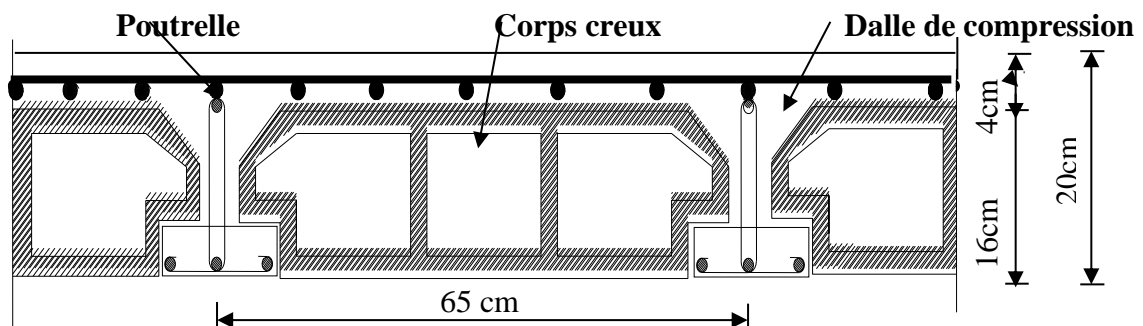
$$L_{\max} = 420 - 25 = 395 \text{ cm.}$$

Ce qui nous donne :

$$ht \geq \frac{395}{22,5} = 17,55 \text{ cm.}$$

On prend : ht= (16+4) d'où ht = 20cm.

Nous adopterons un plancher de 20 cm d'épaisseur composé d'un corps creux de 16 cm et d'une dalle de compression de 4 cm pour tous les étages comme l'indique la figure ci-dessous :



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

**II.2.2 : Dalle pleine :**

C'est une dalle réalisée en béton armé uniquement. Elle repose avec ou sans continuité sur deux ou plusieurs appuis constitués de poutres ou de refends.

La réalisation d'une dalle pleine nécessite la mise en place d'un coffrage sur toute la surface concernée. Dans notre cas la dalle pleine concerne la salle machine ainsi que les balcons.

**II.3 : Les poutres :**

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place, elles assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles).

Le pré dimensionnement des poutres sera effectué selon les lois suivantes :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad \text{et} \quad 0,4h \leq b \leq 0,7h.$$

Avec :

h : hauteur des poutres

L : porté de la plus grande travée considérée.

b : largeur des poutres.

Tout en respectant les conditions du **RPA99/version 2003(article 7.5.1)**, relatives au coffrage des poutres à savoir :

- Largeur :  $b \geq 20$  cm
- Hauteur :  $h \geq 30$  cm
- Rapport :  $h/b \leq 4$
- $b_{\max} \leq 1,5 h + b_1$  (  $b_1$  : la largeur du poteau).

**II.3.1 : Poutres Principales : (poutre porteuse)**

Les poutres principales servent comme appuis aux poutrelles.

➤ **La condition de la hauteur :**  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

$$L_{\max} = 460 - 25 = 435 \text{ cm.}$$

$$\frac{435}{15} \leq h \leq \frac{435}{10} \Rightarrow 29 \leq h \leq 43,5.$$

La hauteur de la poutre principale sera donc : **h=35cm.**

➤ **La condition de la largeur :**  $0,4h \leq b \leq 0,7h$

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \Rightarrow 14 \leq b \leq 24,5.$$

On opte pour une largeur qui sera : **b=30cm.**

La section des poutres principales est : **PP (30x35) cm<sup>2</sup>.**

**II.3.2 : Poutres secondaires :**

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, et elles servent de chaînage entre les différents éléments de la structure.

➤ **La condition de la hauteur :**  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

$$L_{\max} = 420 - 25 = 395 \text{ cm}$$

$$\frac{395}{15} \leq h \leq \frac{395}{10} \Rightarrow 26,3 \leq h \leq 39,5.$$

La hauteur de la poutre secondaire sera donc : **h=30cm.**

- **La condition de la largeur :**  $0,4h \leq b \leq 0,7h$

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \Rightarrow 12 \leq b \leq 21.$$

On opte pour une largeur qui sera : **b=25cm.**

La section des poutres secondaires est : **PS (25x30) cm<sup>2</sup>.**

- **Vérification selon le RPA99 /version 2003 : (art A.7.5.1)**

Condition	Poutres principales	Poutres secondaires	Vérification
$h \geq 30$ [cm]	35 [cm]	30 [cm]	Vérifiée
$b \geq 20$ [cm]	30 [cm]	25 [cm]	Vérifiée
$h/b \leq 4$	1,4	1,4	Vérifiée
$b_{max} \leq 1,5h + b_1$	$30 \leq 82,5$	$30 \leq 70$	Vérifiée

**Tableau II.1 : Vérification des poutres selon le RPA99.**

### II.3.3 : Poutre de chaînage :

- **La condition de la hauteur :**  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

$$L_{max} = 420 - 25 = 395 \text{ cm.}$$

$$\frac{395}{15} \leq h \leq \frac{395}{10} \Rightarrow 26,3 \leq h \leq 39,5.$$

La hauteur de la poutre de chaînage sera donc : **h=30cm.**

- **La condition de la largeur :**  $0,4h \leq b \leq 0,7h$

$$0,4 \times 30 \leq b \leq 0,7 \times 30 \Rightarrow 12 \leq b \leq 21.$$

On opte pour une largeur qui sera : **b=25cm.**

La section des poutres chaînages est : **PCh (25x30) cm<sup>2</sup>.**

### II.3.4 : Poutre palière :

- **La condition de la hauteur :**  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

$$L_{max} = 420 - 25 = 395 \text{ cm.}$$

$$\frac{395}{15} \leq h \leq \frac{395}{10} \Rightarrow 26,3 \leq h \leq 39,5.$$

La hauteur de la poutre palière sera donc : **h=25cm.**

- **La condition de la largeur :**  $0,4h \leq b \leq 0,7h$

$$0,4 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35 \Rightarrow 14 \leq b \leq 24,5.$$

On opte pour une largeur qui sera : **b=30cm.**

La section des poutres palière est : **PPa (30x25) cm<sup>2</sup>.**

## II.4 : Les voiles :

### II.4.1 : Prédimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulé sur place. Ils sont destinés, d'une part à reprendre une partie des charges verticales et d'autre part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet de charges horizontales.

L'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage 'he' et des conditions de rigidité aux extrémités, avec un minimum de 15cm.

$$e \geq \max\{he/25 ; he/22 ; he/20\} = he/20.$$

On a :  $h_e = h - ht$

Avec :

h : hauteur d'étage.

ht : épaisseur de la dalle.

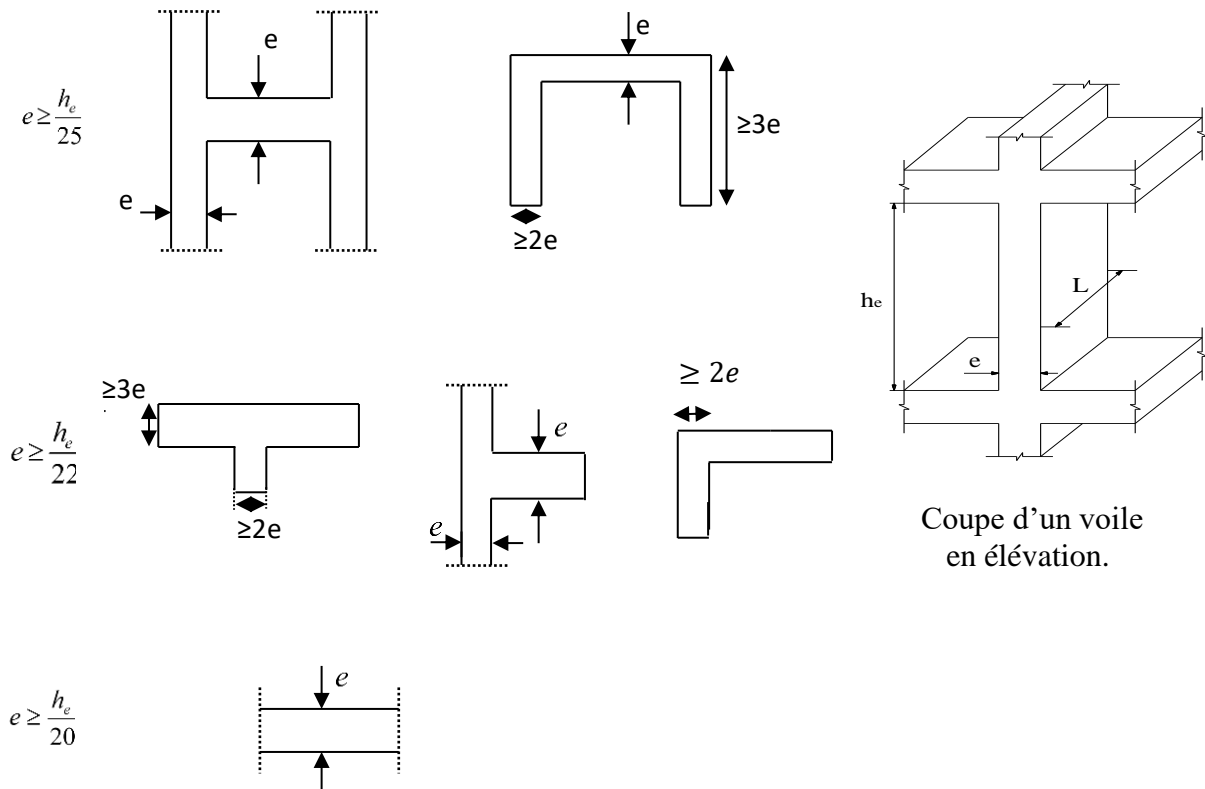


Figure II.2 : Coupe verticale des différents voiles.

Dans notre cas :

$$h_e = 408 - 30 = 378 \text{ cm.}$$

On a :  $e \geq h_e/20$ .

$$e \geq 378 / 20 = 18,90 \Rightarrow e \geq 18,90 \text{ cm.}$$

Donc on opte pour : **e=20cm.**

### II.4.2 : Vérification des exigences du RPA :

1- Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement sa longueur (L) doit être au moins égale à quatre (4) fois son épaisseur (RPA99 version 2003 Art 7.7.1)

$$L \geq L_{\min} = 4e \quad \text{où : } L_{\min} \text{ est la portée minimale des voiles.}$$

Ce qui donne :  $L = 100\text{cm} \geq L_{\min} = 4 \times 20 = 80\text{cm} \Rightarrow$  condition vérifiée.

2- L'ouvrage sera implanté à TIZI-OUZOU, zone de moyenne sismicité (IIa). L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.  
 $e = 20\text{cm} \geq e_{\min} = 15\text{cm}$  condition vérifiée.

**II.5 : Détermination des charges et surcharges :**

L'évaluation des charges et surcharges consiste à calculer successivement pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui revient à chaque plancher selon le document technique réglementaire (DTR) et ce jusqu'à la fondation.

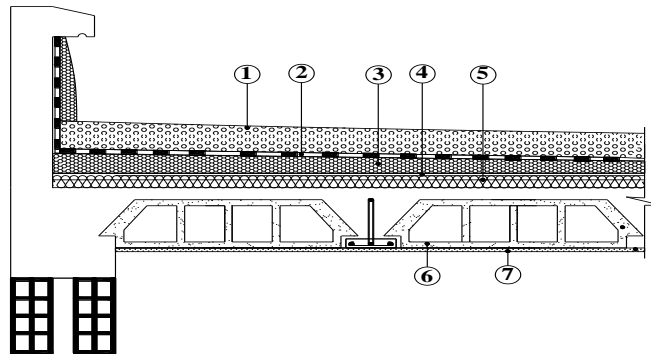
Les différents charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (G).
- Les surcharges d'exploitation (Q).

**II.5.1 : Les charges permanentes (G) :**

**a. Plancher terrasse (inaccessible) :**

La terrasse est inaccessible et réalisée en corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.



**Figure II.3 : Coupe verticale du plancher terrasse inaccessible.**

- Tableau représentatif des différentes charges surfaciques des différents éléments constituant le plancher terrasse :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charges G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Couche de gravillon	0,05	17	0,85
2	Etanchéité multi couche	0,02	06	0,12
3	Forme de pente en béton	0,06	22	1,32
4	Feuille de polyane	/	0,01	0,01
5	Isolation thermique en liège	0,04	04	0,16
6	Plancher en corps creux	0,20	14	2,80
7	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
				<b>G<sub>T</sub>=5,46</b>

**Tableau II.2 : Evaluation des charges sur le plancher terrasse inaccessible.**

## b. Plancher étage courant :

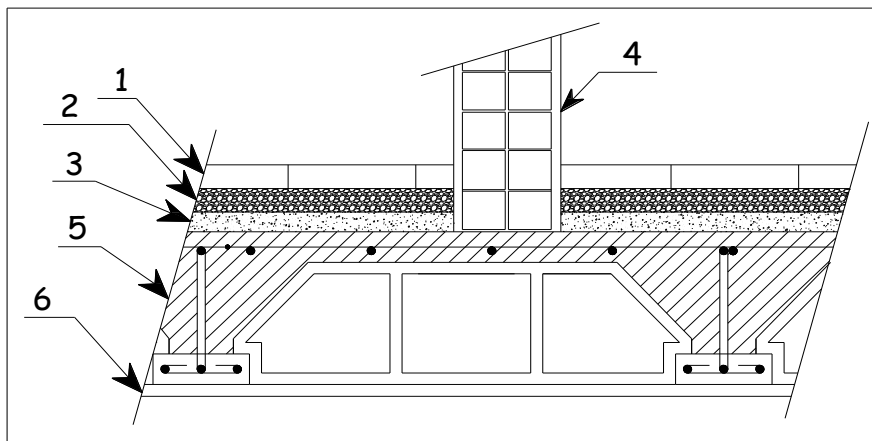


Figure II.4 : Coupe transversale du plancher d'étage courant.

- Tableau représentatif des différentes charges surfaciques des différents éléments constituant le plancher d'étage courant :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charges G(KN/m <sup>2</sup> )
1	Revêtement en carrelage	0,02	22	0,44
2	Mortier de pose	0,02	20	0,40
3	Couche de sable	0,02	18	0,36
4	Cloisons de séparation	0,10	09	0,90
5	Plancher en corps creux	0,20	14	2,80
6	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
				<b>G<sub>t</sub>= 5,10</b>

Tableau II.3 : Caractéristiques des éléments plancher d'un étage courant.

## c. Maçonnerie :

Il y a deux types de murs : murs extérieurs et murs intérieurs.

- Murs extérieurs :

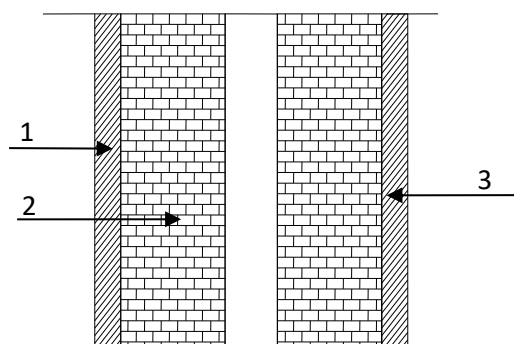


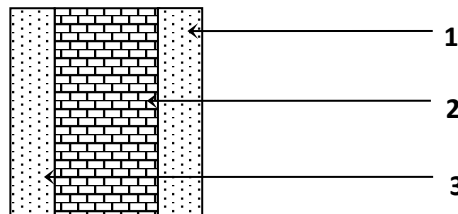
Figure II.5 : Eléments constituant le mur extérieur.

- Tableau représentatif des différentes charges surfaciques des différents éléments constituant le mur extérieur :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\rho$ (KN/m <sup>2</sup> )	Charge G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Mortier de ciment	0,02	20	0,40
2	Brique creuse	0,10*2	9	1,80
	Lame d'aire	0,05	0	0,00
3	Enduit de plâtre	0,02	10	0,20
				<b>G<sub>t</sub> = 2,40</b>

**Tableau II.4 : Charges revenants aux murs extérieurs.**

- Murs intérieurs :



**Figure II.6 : Eléments constituant le mur**

- Tableau représentatif des différentes charges surfaciques des différents éléments constituant le mur intérieur :

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charges G (KN/m <sup>2</sup> )
1	Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
2	Brique creuses	0,10	09	0,90
3	Enduite en plâtre	0,02	10	0,20
				<b>G<sub>t</sub> = 1,30</b>

**Tableau II.5 : Charges revenants aux murs intérieurs.**

**d. l'acrotère :**

La charge permanente de l'acrotère est déterminée comme suite :

$$G = \rho * S * 1m$$

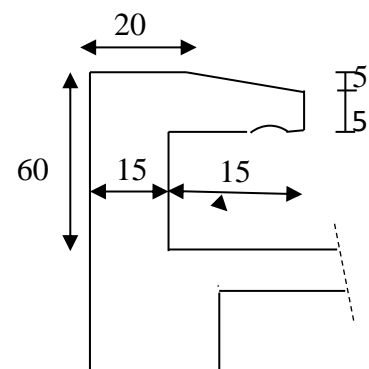
Avec :

$\rho$  : poids volumique du béton ( $\rho = 25 \text{KN/m}^3$ ).

S : Section longitudinale de l'acrotère.

$$G = [(0,5 \times 0,15) + (0,1 \times 0,2) + (0,05 \times 0,1) + ((0,1 \times 0,05) / 2)] \times 25 \times 1m$$

$$G = 2,562 \text{ KN/ml.}$$



**Figure II.7: Coupe verticale de l'acrotère.**

**II.5.2 : Les surcharges d’exploitation (Q) :**

Les surcharges d’exploitations sont données par le DTR (Art 7.2.2.) comme suite :

Plancher terrasse accessible.....	1,00 KN/m <sup>2</sup> .
Plancher étage courant à usage d’habitation.....	1,50 KN/m <sup>2</sup> .
Plancher RDC et S-sol à usage commercial.....	2,50 KN/m <sup>2</sup> .
Acrotère.....	1,00 KN/m <sup>2</sup> .
Escalier.....	2,50 KN/m <sup>2</sup> .
Balcon.....	3,50 KN/m <sup>2</sup> .

**II.6 : Prédimensionnement des poteaux :**

Ce sont des éléments porteurs qui transmettent aux fondations tous les efforts provenant de la superstructure.

Le pré dimensionnement des poteaux se fait à L’ELS sous un effort axial de compression N<sub>s</sub> qui sera repris uniquement par les sections du béton et la section transversale d’un poteau est déterminée par la formule suivante :

$$s \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$$

Avec :

N<sub>s</sub> = G+Q .... (ELS).

N<sub>s</sub> : Effort de compression revenant au poteau le plus sollicité.

S : Section transversale de poteau le plus sollicité. S=b x h.

G : Charge permanente.

Q : Surcharge d’exploitation.

$\sigma_{bc}$ : Contrainte admissible du béton à la compression a l’ELS

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

**Remarque :** L’effort normal “ N<sub>s</sub>” sera déterminé à partir de la descente de charge en considérant le poteau le plus sollicité. On détermine d’abord les charges et les surcharges du bâtiment.

**II.6.1 : Calcul de charges et surcharges revenant au poteau plus sollicité :**

La descente de charge est le chemin suivi par les déférentes actions (charge et surcharge) du niveau le plus haut de la structure jusqu’au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charge pour le poteau le plus sollicité.

**a. Surface d’influence :**

**a.1. Surface nette :**

S<sub>n</sub>=S<sub>1</sub>+S<sub>2</sub>+S<sub>3</sub>+S<sub>4</sub>

S<sub>n</sub>=(1,975x2,175)+(1,325x2,175)+(1,975x1,45)  
+(1,325x1,45)=**11,963 m<sup>2</sup>**.

**a.2. La surface brute :**

S<sub>b</sub>= 3,55x3,875

S<sub>b</sub>=**13,76 m<sup>2</sup>**.

**b. Poids propre des éléments :**

**b.1. Poids du plancher :**

P = G x S

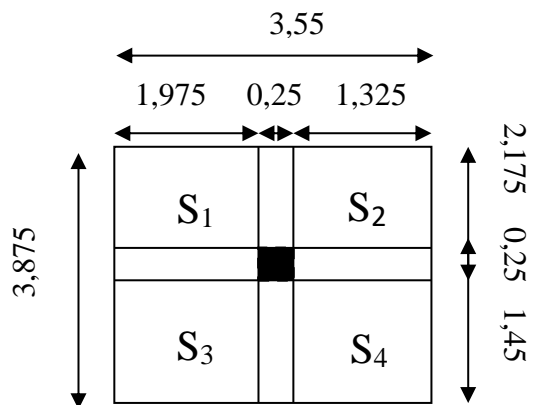


Figure II.8 : Surface d’influence du poteau.

- **Plancher terrasse inaccessible :**

$$P = 5,46 \times 11,963 = \mathbf{65,318 \text{ KN.}}$$

- **Plancher étage courant :**

$$P = 5,10 \times 11,963 = \mathbf{61,011 \text{ KN.}}$$

**b.2. Poids des poutres :**

- **Poutre principale :**

$$P_p = 0,35 \times 0,30 \times (2,175 + 1,45) \times 25 = \mathbf{9,516 \text{ KN.}}$$

- **Poutre secondaire :**

$$P_s = 0,30 \times 0,25 \times (1,975 + 1,325) \times 25 = \mathbf{6,187 \text{ KN.}}$$

- **Le poids propre total :**

$$P_{tot} = P_p + P_s = \mathbf{15,703 \text{ KN.}}$$

**b.3. Poids des poteaux :**

- **Poteau du RDC et sous-sol :**

$$P_{rdc} = P_{s/Sol} = 0,25 \times 0,25 \times 4,08 \times 25 = \mathbf{6,375 \text{ KN.}}$$

- **Poteau étage courant :**

$$P_{cou} = 0,25 \times 0,25 \times 3,06 \times 25 = \mathbf{4,781 \text{ KN.}}$$

**c. Surcharge d'exploitation :**

- **Plancher terrasse inaccessible :**

$$Q = 1 \times 11,963 = \mathbf{11,963 \text{ KN.}}$$

- **Plancher étage courant :**

$$Q = 1,5 \times 11,963 = \mathbf{17,944 \text{ KN.}}$$

- **Plancher RDC et s-sol :**

$$Q = 2,5 \times 11,963 = \mathbf{29,907 \text{ KN.}}$$

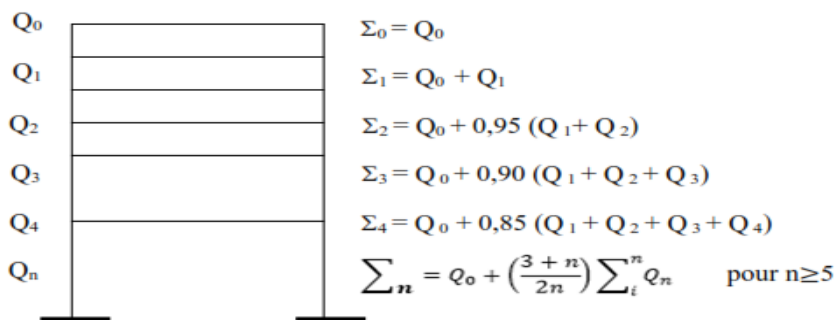
**II.6.2 : La loi de dégression des charges d'exploitation en fonction du nombre d'étage :**

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations. D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces d'influences.

D'après le **D.T.R B.C.2.2**, cette loi s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux  $n \geq 5$  niveaux où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

Il est donné par la formule suivante :

$$\Sigma_n = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \Sigma_{i=1}^n Q_i \quad \dots\dots\dots \text{D.T.R B.C.2.2 Art 6.3.}$$



**Figure II.9 : Loi de dégression des surcharges.**

➤ Coefficients de dégression de surcharges :

Niveaux	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	S-Sol
Coefficient	1	1	0,95	0,90	0,85	0,80	0,75	0,714	0,687	0,667

Tableau II.6 : Coefficients de dégression des surcharges.

➤ Les surcharges cumulées  $Q_n$  :

Niveaux	Opération	Résultat KN
Terrasse	$Q_0=11,963$	11,963
Niveau 7	$Q_1=Q_0+Q_1=11,963+17,944$	29,907
Niveau 6	$Q_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)= 11,963+0,95(2x17,944)$	46,057
Niveau 5	$Q_3=Q_0+0,90(Q_1+Q_2+Q_3)= 11,963+0,90(3x17,944)$	60,412
Niveau 4	$Q_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)= 11,963+0,85(4x17,944)$	72,973
Niveau 3	$Q_5=Q_0+0,80(Q_1+Q_2+Q_3+...+Q_5)= 11,963+0,80(5x17,944)$	83,739
Niveau 2	$Q_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+...+Q_6)= 11,963+0,75(6x17,944)$	92,711
Niveau 1	$Q_7=Q_0+0,714(Q_1+Q_2+Q_3+...+Q_7)= 11,963+0,714(7x17,944)$	101,647
RDC	$Q_8=Q_0+0,687(Q_1+Q_2+Q_3+...+Q_8)= 11,963+0,687(7x17,944+29,907)$	118,802
S-Sol	$Q_9=Q_0+0,667(Q_1+Q_2+Q_3+...+Q_9)= 11,963+0,667\{(7x17,944)+(2x29,907)\}$	135,639

Tableau II.7 : Surcharge cumulée.

Niveau	Charges permanentes (KN)					Charges d'exploitation (KN)		Effort normaux $N_s$ (KN) $N_s=G+Q$	Section (cm <sup>2</sup> )	
	Poids des planché (KN)	Poids des poteaux	Poids des poutres	$G_t$	G cumulée	Q	Q cumulée		$S \geq N_s/\sigma_{bc}$	Section adopté (bxh)
8	65,318	0,00	15,703	81,021	81,021	11,963	11,963	92,984	61,989	35x35
7	61,011	4,781	15,703	81,495	162,516	17,944	29,907	192,423	128,282	35x35
6	61,011	4,781	15,703	81,495	244,011	17,944	46,057	290,068	193,379	35x35
5	61,011	4,781	15,703	81,495	325,506	17,944	60,412	385,918	257,279	35x35
4	61,011	4,781	15,703	81,495	407,001	17,944	72,973	479,974	319,983	40x40
3	61,011	4,781	15,703	81,495	488,496	17,944	83,739	572,235	381,490	40x40
2	61,011	4,781	15,703	81,495	569,991	17,944	92,711	662,702	441,801	40x40
1	61,011	4,781	15,703	81,495	651,486	17,944	101,647	753,133	502,089	45x45
RDC	61,011	6,375	15,703	83,089	734,575	29,907	118,802	853,377	568,918	45x45
S-Sol	61,011	6,375	15,703	83,089	817,664	29,907	135,639	953,283	635,522	45x45

Tableau II.8 : Récapitulatif de la descente de charges sur le poteau.

**II.6.3 : Vérification au RPA99 modifiée 2003 art A.7.4.1 :**

Selon le RPA99 modifiée 2003 (art A.7.4.1), les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \rightarrow \text{en zone II (c'est notre cas)}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20$$

$$1/4 < b_1/h_1 < 4.$$

Niveau	Section	h <sub>e</sub> (cm)	h <sub>e</sub> /20	Min(b <sub>1</sub> ,h <sub>1</sub> )	Min(b <sub>1</sub> ,h <sub>1</sub> )≥h <sub>e</sub> /20	b <sub>1</sub> /h <sub>1</sub>	1/4<b <sub>1</sub> /h <sub>1</sub> <4
<b>8,7,6,5</b>	35x35	276	13,80	35	C vérifiée	1	C vérifiée
<b>4,3,2</b>	40x40	276	13,80	40	C vérifiée	1	C vérifiée
<b>1</b>	45x45	276	13,80	45	C vérifiée	1	C vérifiée
<b>S-sol, RDC</b>	45x45	378	18,90	45	C vérifiée	1	C vérifiée

**Tableau II.9 : Vérification des sections des poteaux aux recommandations du RPA.**

**II.6.4 : Vérification de la résistance des poteaux au flambement :**

Le flambement est un phénomène d'instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures, lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

La vérification consiste à calculer l'élancement  $\lambda$  qui doit satisfaire à la condition suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50.$$

Avec :

$l_f$  : longueur de flambement ( $l_f = 0.7l_0$ )

$i$  : rayon de giration ( $i = \sqrt{\frac{I}{S}}$ ).

$l_0$  : hauteur libre du poteau.

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

$I$  : moment d'inertie du poteau par rapport à l'axe xx. ( $I = \frac{bh^3}{12}$ )

$$\text{Donc : } \lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{l_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{I}{h^2}}} = 0.7l_0 \frac{\sqrt{12}}{h}$$

AN :

- RDC et s-sol :

$$\text{Poteau (45x45) : } l_0 = 4,08 \text{ m} \rightarrow \lambda = 21,99 \leq 50.$$

- 1<sup>er</sup> étage :

$$\text{Poteau (45x45) : } l_0 = 3,06 \text{ m} \rightarrow \lambda = 16,49 \leq 50.$$

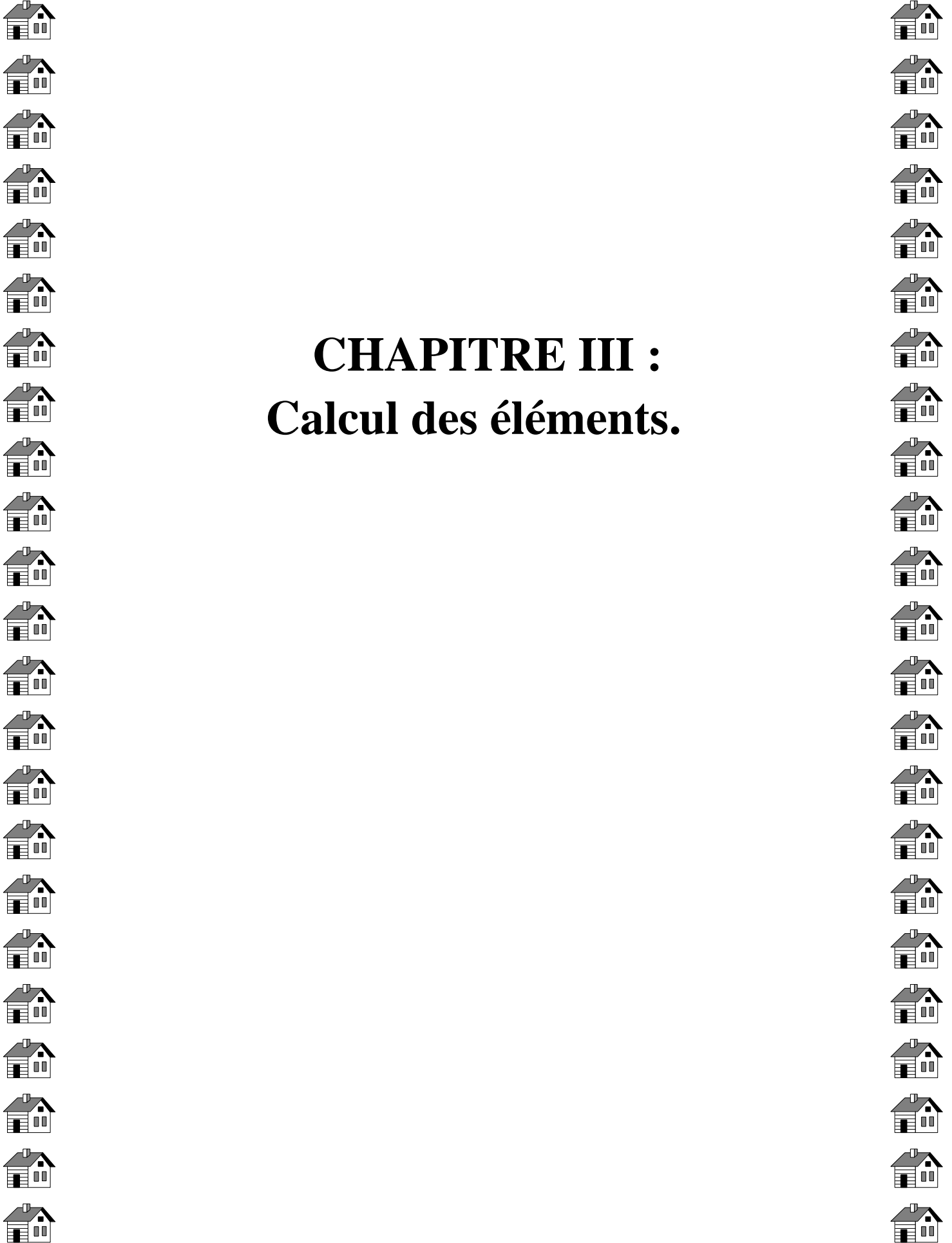
- 2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> étage :

$$\text{Poteau (40x40) : } l_0 = 3,06 \text{ m} \rightarrow \lambda = 18,55 \leq 50.$$

- 5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup>, 8<sup>ème</sup> :

$$\text{Poteau (35x35) : } l_0 = 3,06 \text{ m} \rightarrow \lambda = 21,20 \leq 50.$$

**Conclusion :** Les conditions sont vérifiées, donc pas de risque de flambement.



# CHAPITRE III :

## Calcul des éléments.



### III : Introduction :

Dans ce chapitre, nous ferons l'étude des éléments du bâtiment qui contrairement aux poutres, poteaux et voiles qui participent à la fois à l'ensemble de la structure, peuvent être isolés et calculés séparément sous l'effet des seules charges qui leurs reviennent comme l'acrotère, les planches, cage d'escalier et la salle machine.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL91** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA99**.

### III.1 : Calcul de l'acrotère :

#### III.1.1 : Définition et rôle de l'acrotère :

L'acrotère est un élément en béton armé qui assure la sécurité totale au niveau de la terrasse et protéger le gravier contre la poussée du vent d'où il forme un écran, il sera calculé comme une console encastree dans le plancher terrasse.

Il est soumis à un effort **G** dû à son poids propre et un effort horizontal **Q** dû à la main courante ainsi un moment de renversement **M** dans la section d'encastrement.

Le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à **L'ELU** et **L'ELS** pour une bande de 1m de largeur.

#### III.1.2 : Dimensionnement de l'acrotère :

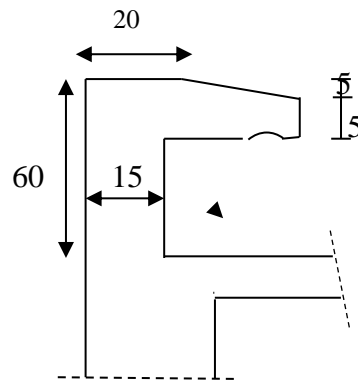


Figure III.1.1 : Coupe verticale de l'acrotère.

#### III.1.3 : Détermination des sollicitations :

- Poids propre de l'acrotère :  $G = \rho \times S \times 1m$

Avec :  $\rho$ : Masse volumique du béton qui est égale à  $25 \text{ KN/m}^3$ .

$S$  : Section longitudinale de l'acrotère.

$$G = [(0,5 \times 0,15) + (0,2 \times 0,1) + (0,05 \times 0,1) + ((0,1 \times 0,05)/2)] \times 25 \times 1m$$

$$G = 2,562 \text{ KN/ml.}$$

- Surcharge d'exploitation :  $Q = 1,00 \text{ KN/ml.}$
- Effort normal dû au poids propre  $G$  :  $N = G \times 1ml = 2,562 \text{ KN.}$
- Effort tranchant dû à la surcharge  $Q$  :  $T = Q \times 1ml = 1,00 \text{ KN.}$
- Moments fléchissant max dû à la surcharge  $Q$  :  $M = T \times H = Q \times 1 \times H = 0,60 \text{ KN.m.}$

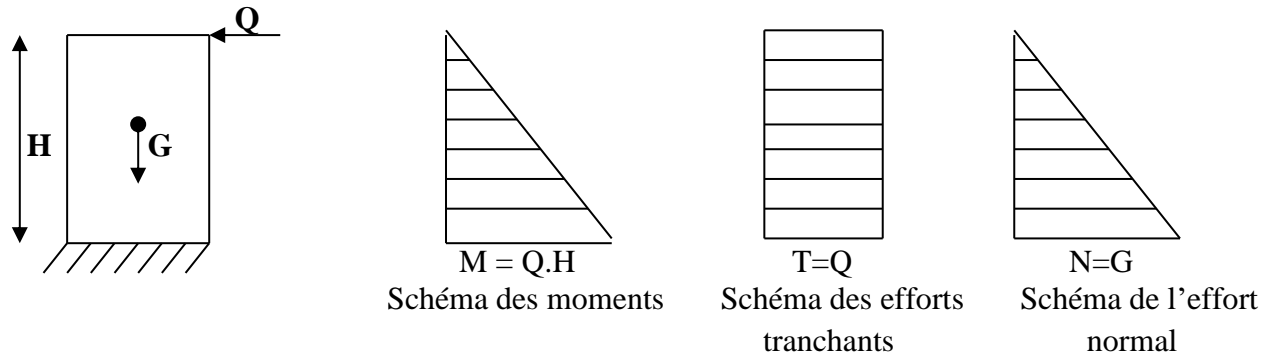


Figure III.1.3 : Schéma des efforts internes (M, N, T)

**III.1.4 : Combinaison des charges :****a. A l'ELU :**

$$N_u = 1,35 \times G = 1,35 \times 2,562 = 3,458 \text{ KN.}$$

$$M_u = 1,5 \times M = 1,5 \times 0,60 = 0,90 \text{ KN.m.}$$

**b. A l'ELS :**

$$N_s = G = 2,562 \text{ KN.}$$

$$M_s = M = 0,60 \text{ KN.m.}$$

**III.1.5 : Ferrailage de l'acrotère :**

Il consiste à étudier une section rectangulaire ( $b \times h$ ), en flexion composée de hauteur  $h = 10\text{cm}$  et de largeur  $b = 100\text{cm}$  à l'ELU sous un effort normal  $N_u$  et un moment de flexion  $M_u$ , puis en passe à la vérification de la section à l'ELS sous  $N_s$  et  $M_s$ .

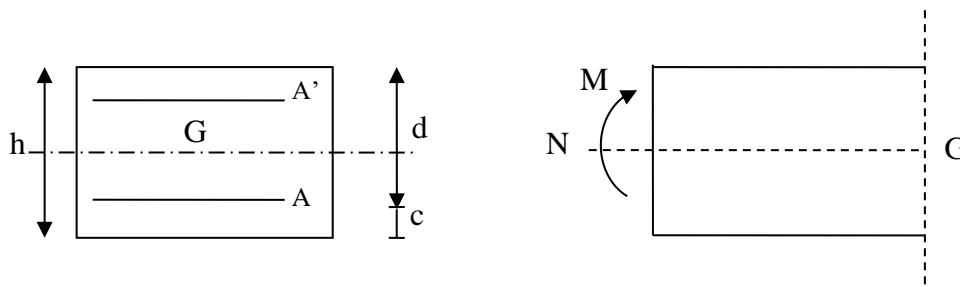


Figure III.1.3 : Schéma statique de calcul du ferrailage.

Avec :

$c$  : enrobage ( $c = c' = 3\text{cm}$ ).

$d$  : hauteur utile ( $d = h - c = 10 - 3 = 7\text{cm}$ ).

$M_f$  : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

**➤ Calcul des armatures à l'ELU :****Position de centre de pression :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,90}{3,458} = 0,260\text{m} = 26\text{cm.}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2\text{cm.}$$

$\frac{h}{2} - c < e_u \Rightarrow$  Le centre de pression se trouve en dehors de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

L'acrotère sera donc calculé en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif  $M_f$ , puis en passe à la flexion composée.

#### a. Calcul en flexion simple :

- **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g = N_u \times (e_u + \frac{h}{2} - C) = 3,458 \times (0,26 + \frac{0,1}{2} - 0,03) = 0,968 \text{ KN.m.}$$

- **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_f}{bd^2 f_{bu}} = \frac{0,968 \times 10^3}{100 \times 7^2 \times 14,2} = 0,0139$$

$$\text{Avec : } f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{0,7 \gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1 \times 1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_u < \mu_l = 0,392 \text{ La section est simplement armée } \Rightarrow A_s = 0.$$

$$\mu_u = 0,0139 \Rightarrow \beta = 0,993$$

- **Armatures fictives :**

$$A_{scf} = 0$$

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \frac{f_e}{\gamma_b}} = \frac{0,968 \times 10^5}{0,993 \times 7 \times 348 \times 10^2} = 0,40 \text{ cm}^2$$

$$\text{Tel que : } \frac{f_e}{\gamma_b} = \frac{400}{1,15} = 347,82 \approx 348 \text{ MPa}$$

#### b. Calcul en flexion composée :

La section réelle des armatures :

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,40 - \frac{3,458 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0,30 \text{ cm}^2$$

### III.1.6 : Vérification à L'ELU :

#### III.1.6.1 : Condition de non fragilité :(Art. A.4.2.1/BAEL91) :

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28} e_s - 0,455d}{f_e e_s - 0,185d}$$

$$f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 0,06 \times 25 + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,60}{2,562} = 0,234 \text{ m} = 23,4 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 7 \times \frac{2,1}{400} \times \frac{23,4 - 0,455 \cdot 7}{23,4 - 0,185 \cdot 7} = 0,77 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,77 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} = 0,77 \text{ cm}^2 > A_{st} = 0,30 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{La section n'est pas vérifiée } \Rightarrow A_{st} = A_{min} = 0,77 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_s = 4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$  avec un espacement  $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$ .

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit : 3HA8  $\Rightarrow$  Ar = 1,50cm<sup>2</sup>répartir sur 60cm de hauteur, avec un espacement de :

$$S_t = 60/3 = 20\text{cm}$$

• **Espacement des barres : (BAEL91/Art A.8.2.42)**

- Armatures principales :  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h, 33 \text{ cm}\} = 30 \text{ cm}$ .

- Armatures de réparation :  $S_t = 20\text{cm} \leq \min \{4h, 45\text{cm}\} = 40 \text{ cm}$ .

Les conditions sont vérifiées.

**III.1.6.2 : Vérification au cisaillement : (BAEL91 MODIFI2E99 Art 5.1.1)**

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{avec : } V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0,021 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 1,5 \text{ KN} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

**III.1.6.3 : Vérification de l'adhérence des barres : (Art A.6.1.3BAEL91/modifiée99)**

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} \quad \text{Avec : } \Psi_s : \text{coefficient de scellement HA} = 1,5$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa.}$$

$\sum u_i$  : sommes des périmètres utiles des armatures.

$$\sum u_i = n\pi\varphi = 4 \times 3,14 \times 0,8 = 10,048 \text{ cm}$$

Tel que :  $\begin{cases} n: \text{c'est le nombre des barres.} \\ \varphi: \text{c'est le diamètre des barres.} \end{cases}$

$$\tau_{se} = \frac{1,5 \times 10^3}{0,9 \times 70 \times 10,048} = 0,236 \text{ MPa.}$$

$$\text{On a : } \tau_{se} = 0,236 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

**III.1.6.4 : Ancrage des barres vertical : (Art A.6.1.21 BAEL91/modifiée99)**

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit ( $l_s$ ).

$$l_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}} \quad \text{ainsi : } \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2,835} = 282,2 \text{ mm} = 28,22 \text{ cm.}$$

Longueur de scellement droit selon le **BAEL/modifiée99 (Art6.1.22)** pour les HA400 est :

$$l_s = 40\varphi = 40 \times 0,8 = 32 \text{ cm.}$$

**III.1.7 : Vérification à L'ELS :**

Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

- $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$  : La contrainte dans les aciers.
- $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$  : La contrainte dans le béton.

**III.1.7.1 : Contrainte dans les aciers :**

$\bar{\sigma}_{st}$  : dépend du type de fissuration, dans notre cas l'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est prise comme préjudiciable, on doit vérifier :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

On a des aciers : F<sub>e</sub>E400HA :  $\Phi \geq 6\text{mm}$

$\eta = 1,6$  : Fissuration préjudiciable

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \{ 266,67 ; 201,63 \} = 201,63 \text{cm.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A_s}$$

$$\rho = \frac{100 A_s}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 7} = 0,287$$

On ne peut pas lire directement des abaques la valeur de  $\beta_1$ , par interpolation linéaire entre les valeurs on trouve :  $\beta_1 = 0,915$ .

$$\sigma_{st} = \frac{0,60 \times 10^6}{0,915 \times 70 \times 201} = 46,60 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 44,60 \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**III.1.7.2 : Contrainte dans le béton :**

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

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Nous avons déjà trouvé  $\rho = 0,287$  ; par interpolation entre les valeurs on trouve  $k_1 = 44,17$ .

$$\sigma_{bc} = \frac{44,60}{44,17} = 1,055 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,055 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

**III.1.8 : Vérification de l'acrotère au séisme (RPA99/version 2003 : Art 6.2.3)**

Les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :  $F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$

**Avec :**

A est le Coefficient d'accélération de la zone et le groupe d'usage appropriés, tiré du RPA99 version 2003 **tableau 4.1** dans notre cas (zone IIa, groupe d'usage 2)  $A = 0,15$ .

$C_p$  : Facteur de force horizontale variant entre 0,3 et 0,8 (valeur tirée du RPA99 version 2003 tableau 6.1).

**Dans notre cas :**

$C_p$  : Facteur des forces horizontales pour les éléments secondaires  $C_p = 0,3$

$W_p$  : Poids de l'élément considéré.

D'où :

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,3 \times 2,562 = 0,461 \text{ KN/ml} < Q = 1 \text{ KN/ml} \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

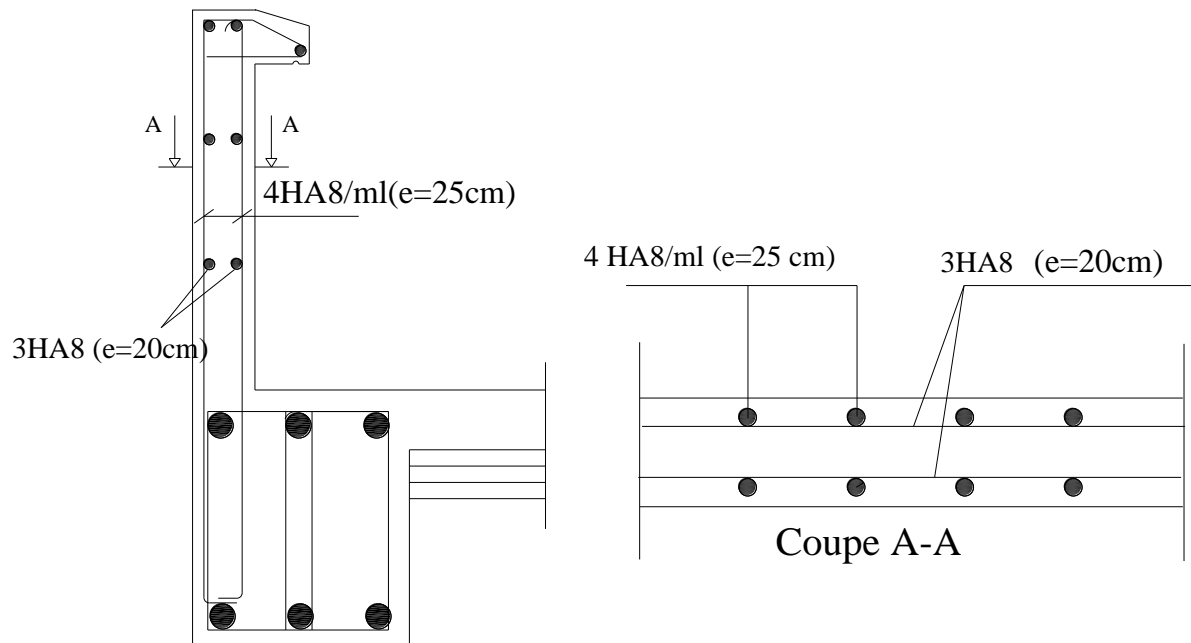
**Conclusion :**

Condition vérifiée, donc l'acrotère est calculé avec un effort horizontal  $Q=1\text{KN/ml}$  supérieur à la force sismique, d'où le calcul au séisme est inutile. On adopte donc pour le ferrailage celui choisi précédemment.

L'acrotère sera ferrillé comme suit :

Armatures principales : 4HA8/ml avec  $e=25\text{cm}$ .

Armatures de répartition : 3HA8/ml avec  $e=20\text{cm}$ .



**Figure III.1.4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.**

## III.2 : Les planchers :

### III.2.1 : Introduction :

La structure comporte des planchers en corps creux (16+4), dont les poutrelles sont préfabriquées, disposées suivant le sens transversal et sur lesquelles repose le corps creux.

Les planchers à corps creux sont constitués de :

- Nervure appelé poutrelle de section en Té, elle assure la fonction de portance.
- Distance entre axe des poutrelles est de 65cm.
- Remplissage en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique
- Sa dimension est de 16cm.
- Une dalle de compression en béton de 4cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armature de nuance (fe520) ayant pour but :
  - Limité les risques de fissuration par retrait
  - Résister aux efforts de charge appliquée sur les surfaces réduites
  - Nous avons à étudier le plancher le plus sollicité qui est celui de l'étage courant.

### III.2.2 : Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression de 4 cm d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles ; et 33 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles. (**ArtB.6.8.4 BAEL91/modifiée99**).

### III.2.3 : Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2.$$

Avec :

L : distance entre axe des poutrelles (50 cm < L < 80 cm).

$A_{\perp}$  : section des armatures perpendiculaire aux poutrelles.

$f_e$  : limite d'élasticité des barres ( $f_e = 520 \text{ MPa}$ ).

Nous adopterons :  $A_{\perp} = 5T6 = 1,41 \text{ cm}^2$  avec  $st = 20 \text{ cm}$ .

### III.2.4 : Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,705 \text{ cm}^2.$$

On prend :  $A_{\parallel} = 5T6 = 1,41 \text{ cm}^2$  avec  $st = 20 \text{ cm}$ .

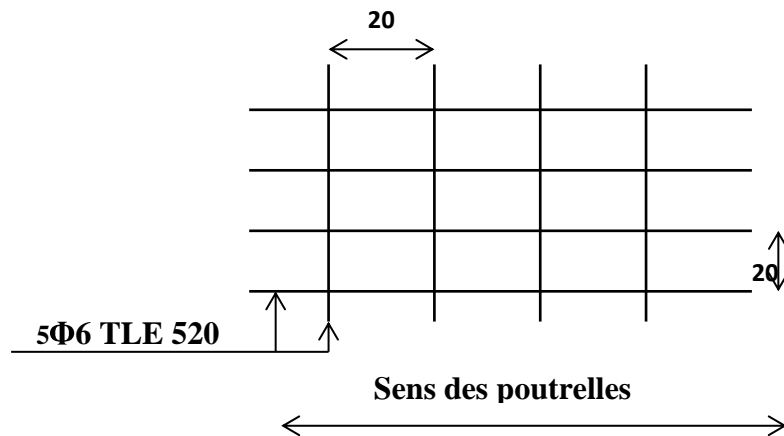


Figure III.2.1 : Ferrailage de la dalle de compression avec un treillis soudé (20×20) cm.

### III.2.5 : Calcul de la poutrelle à l'ELU :

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément réparti dont la largeur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles successives. Le calcul se fait en deux étapes : avant et après le coulage.

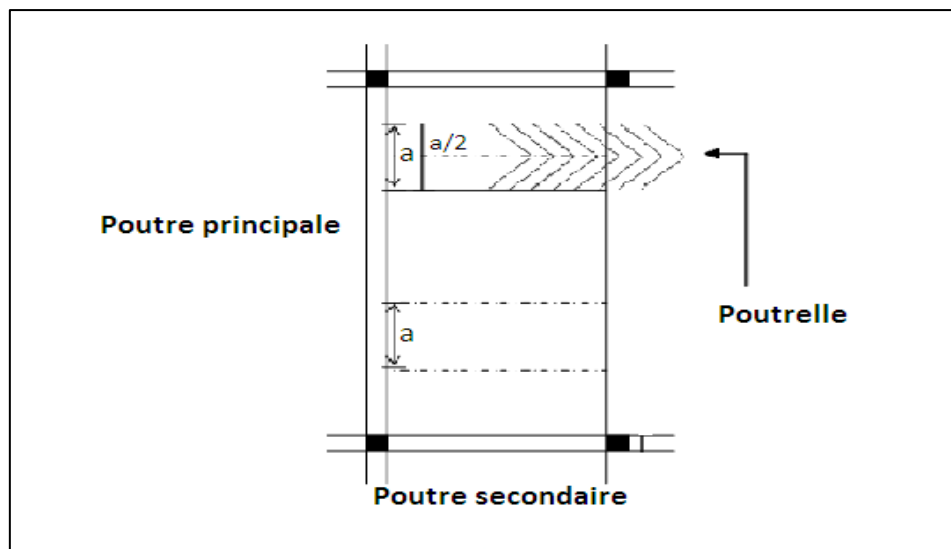


Figure III.2.2 : Surfaces revenant aux poutrelles.

#### III.2.5.1 : Étude de la poutrelle avant le coulage du béton :

La poutrelle préfabriquée est considérée comme étant simplement appuyée sur les deux extrémités, elle travaille en flexion simple et doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et le poids de l'ouvrier, la section est estimée à  $(4 \times 12) \text{ cm}^2$ .

**Remarque :** la portée à prendre en compte dans les calculs est mesurée entre nus d'appuis. (Art B.6.1,1 BAEL91/modifiée99).

**a. Chargement :**

- Poids propre de la poutrelle :  $G_1 = 25 \times 0,12 \times 0,04 = 0,12 \text{ KN/ml}$ .
- Poids propre du corps creux :  $G_2 = 0,65 \times 0,95 = 0,62 \text{ KN/ml}$ .
- Poids total :  $G_1 + G_2 = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$ .
- Surcharge Q due au poids propre de l'ouvrier :  $Q = 1 \text{ KN/ml}$ .

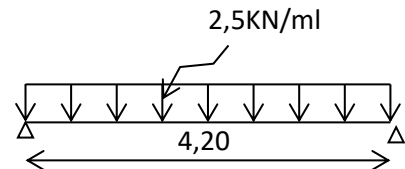
**b. Calcul a l'ELU :**

Le calcul se fait pour la travée la plus défavorable.

**b.1. Combinaison d'actions à l'ELU :**

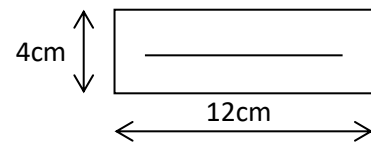
$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q$$

$$q_u = 1,35 (0,74) + 1,5(1) = 2,5 \text{ KN/ml}$$

**b.2. Calcul du moment isostatique :**

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

$$M_u = \frac{2,5 \times (4,20)^2}{8} = 5,512 \text{ KN.m}$$

**b.3. Calcul de l'effort tranchant :**

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2}$$

$$V_u = \frac{2,5 \times 4,2}{2} = 5,25 \text{ KN}$$

**b.4. Ferrailage de la poutrelle :**

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

On prend  $c=2\text{cm} \Rightarrow d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$ .

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{5,512 \times 10^3}{12 \times 2^2 \times 14,2} = 8,087 > \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{section doublement armée.}$$

**Remarque :**

Comme la section de la poutrelle ( $12 \times 4$ )  $\text{cm}^2$  est faible, on ne peut pas disposer deux nappes d'armatures (des armatures tendues et comprimées obtenues par le calcul). Il est nécessaire de prévoir des étais intermédiaires (des échafaudages) pour aider la poutrelle à supporter les charges avant et après coulage. De manière à ce que les armatures comprimées ne seront pas nécessaires.

**➤ Calcul du moment limite correspondant à une section simplement armée :**

$$M_l = \mu_1 b d^2 f_{bc}$$

$$M_l = 0,392 \times 0,120 \times 0,02^2 \times 14,2 \times 10^3 = 0,267 \text{ KN.m}$$

$$L_{\max} = \sqrt{\frac{8 \times M_l}{q_u}} = \sqrt{\frac{8 \times 0,267}{2,5}} = 0,92 \text{ m}$$

Donc la largeur maximale entre appuis pour avoir une section simplement armée est à :

$$L_{\max} = 1 \text{ m}$$

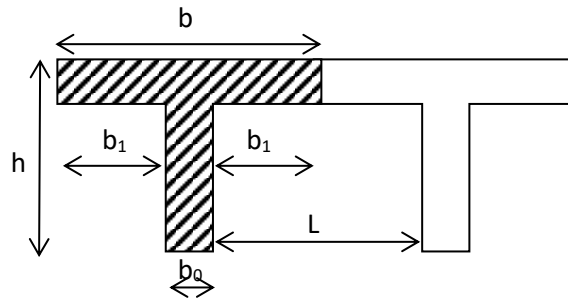
**III.2.5.2 : Étude de la poutrelle après le coulage du béton :**

La poutrelle sera calculée comme une poutre de section en T reposant sur plusieurs appuis. Les appuis de rive sont considérés comme partiellement encastrés et les autres comme appuis simples,

**a. Détermination de la largeur de la table de compression :**

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 :

$$b_1 \leq \min \left( \frac{L}{2} ; \frac{L_1}{10} ; \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2} \right)$$



**Figure III.2.3 : Section de la poutre en T**

$L$  : distance entre deux faces voisines de deux poutrelles ( $L=65-12=53$ cm).

$b_0$  : largeur de la nervure ( $b_0 = 12$ cm).

$b$  : Distance entre axes des poutrelles.

$h$  : hauteur totale du plancher ( $h = 16+4 = 20$  cm).

$h_0$  : épaisseur de la dalle de compression ( $h_0 = 4$  cm).

$b_1$  : largeur de l'hourdis .

$L_1$ : Longueur de la plus grande travée ( $L_1=420$ cm).

On a :

$$! \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L}{2} = \frac{53}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L_1}{10} = \frac{420}{10} = 42 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2} = \frac{2 \times 420}{3 \times 2} = 140 \text{ cm} \end{array} \right.$$

On prend :  $b_1 = \min(26,5 ; 42 ; 140) = 26,5$  cm.

$b = 2b_1 + b_0 = 2(26,5) + 12 = 65$ cm.  $\Rightarrow$  condition vérifiée.

**b. Evaluation des charges et surcharges :****Plancher terrasse :**

Poids propre du plancher :  $G = 5,46 \times 0,65 = 3,549$  kN/m.

Surcharge d'exploitation :  $Q = 1,0 \times 0,65 = 0,65$  kN/ml.

**Plancher étage courant : (usage habitation)**

Poids propre du plancher :  $G = 5,10 \times 0,65 = 3,315$  kN/m.

Surcharge d'exploitation :  $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975$  kN/ml.

**Plancher RDC et sous-sol : (usage commerciale)**Poids propre du plancher :  $G = 5,10 \times 0,65 = 3,315 \text{ kN/m}$ Surcharge d'exploitation :  $Q = 2,5 \times 0,65 = 1,625 \text{ kN/ml}$ **c. Combinaison de charges :****Plancher terrasse :****ELU :**  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35(3,315) + 1,5(1,625) = 5,766 \text{ kN/ml}$ .**ELS :**  $q_s = G + Q = 3,315 + 1,625 = 4,940 \text{ kN/ml}$ .**Plancher étage courant : (usage habitation)****ELU :**  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35(3,315) + 1,5(0,975) = 5,937 \text{ kN/ml}$ .**ELS :**  $q_s = G + Q = 3,315 + 0,975 = 4,290 \text{ kN/ml}$ .**Plancher RDC et sous-sol : (usage commerciale)****ELU :**  $q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35(3,315) + 1,5(1,625) = 6,913 \text{ kN/ml}$ .**ELS :**  $q_s = G + Q = 3,315 + 1,625 = 4,940 \text{ kN/ml}$ .**Remarque :** on constate que le chargement pour le plancher sous-sol et RDC est le plus défavorable.**III.2.6 : Choix de la méthode de calcul :**

La détermination des efforts internes est menée à l'aide des méthodes usuelles tel que :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode des trois moments.
- Méthode de Caquot.

**III.2.6.1 : Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire : (art B.6.2.210 BAEL91/modifiée99)**

- La méthode s'applique aux planchers à surcharge d'exploitation modérée.
- La surcharge d'exploitation doit vérifier la condition suivante :  $Q \leq \max(2G, 5 \text{ KN/m}^2)$ .
- $Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 < 2G = 10,1 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable.
- Le rapport des portées successives doit être compris entre 0,8 et 1,25.

$$0,8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1,25$$

$$\frac{L_1}{L_2} = \frac{3,20}{3,80} = 0,84 \quad ; \quad \frac{L_2}{L_3} = \frac{3,80}{2,90} = 1,31 \quad \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

**Conclusion :** La méthode des 3 moments est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

**III.2.6.2 : Principe de la méthode des trois moments :**

**a. Calcul des moments aux appuis :**

$$M_{i-1} l_i + 2M_i(l_i + l_{i+1}) + M_{i+1} = -6EI(Wg + Wd)$$

Dans notre cas :  $Wg = Wd = \frac{ql^3}{24EI}$

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

**b. Calcul des moments en travée :**

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

$$\mu(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 \dots \dots \dots (2)$$

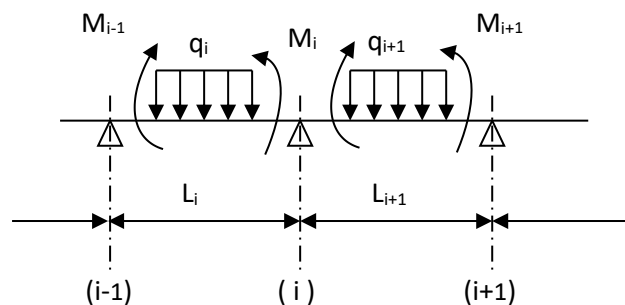
La position du moment maximum  $\Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{l_i}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{ql_i}$

**c. Les efforts tranchants sont donnés par la relation suivante :**

$$T(x) = q \left(\frac{L_i}{2} - x\right) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

$$T_u(x) = -q \cdot x + \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i}$$

Avec :  $\theta(x) = \frac{q \cdot L_i}{2}$  (effort tranchant isostatique).



**Figure III.2.4 : Exposition de la méthode des trois moments**

**Avec :**

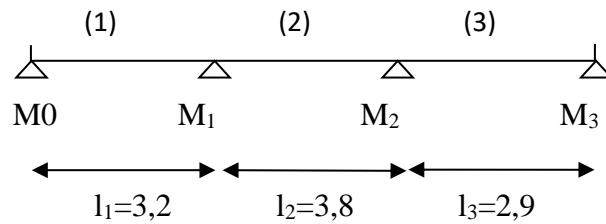
- $M_{i-1}; M_i; M_{i+1}$  sont respectivement les moments en valeurs algébriques sur les appuis  $i-1, i, i+1$ .
- $l_i$  : portée de la travée à gauche de l'appui 'i'.
- $l_{i+1}$  : portée de la travée à droite de l'appui 'i'.
- $q_i$  : charge répartie à gauche de l'appui 'i'.
- $q_{i+1}$  : charge répartie à droite de l'appui 'i'.

Dans notre cas nous avons la même charge ( $q=q_{i+1}$ ).

III.2.6.3 : Application de la méthode :

- Calcul des efforts :

❖ 1<sup>er</sup> cas :



❖ 2<sup>eme</sup> cas :

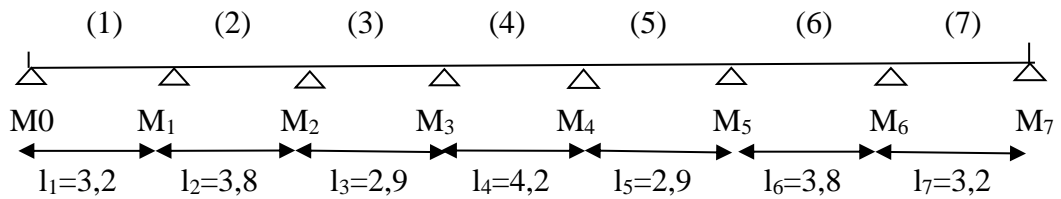


Figure III.2.5 : Schéma statique de la poutrelle à plusieurs travées.

a. Moments aux appuis :

❖ 1<sup>er</sup> cas :

Degré d'hyperstaticité : n=2.

qu=6,913 KN/ml.

Pour n=1 :

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

$$M_0 l_1 + 2M_1(l_1 + l_{1+1}) + M_{1+1}l_{1+1} = -\left(\frac{q_1 l_1^3 + q_{1+1} l_{1+1}^3}{4}\right)$$

$$0 + 2M_1(3,2 + 3,8) + 3,8M_2 = -6,913\left(\frac{3,2^3 + 3,8^3}{4}\right)$$

$$14M_1 + 3,8M_2 = -151,464 \dots \dots \dots (1)$$

Pour n=2 :

$$M_1 l_2 + 2M_2(l_2 + l_3) + M_3 l_3 = -q\left(\frac{l_2^3 + l_3^3}{4}\right)$$

$$3,8M_1 + 2M_2(3,8 + 2,9) + 0 = -6,913\left(\frac{3,8^3 + 2,9^3}{4}\right)$$

$$3,8M_1 + 13,4M_2 = -136,983 \dots \dots \dots (2)$$

On a :

$$14M_1 + 3,8M_2 = -151,464 \dots \dots \dots (1)$$

$$3,8M_1 + 13,4M_2 = -136,983 \dots \dots \dots (2)$$

La résolution de système d'équations nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = -8,716 \text{ KN. m. et } M_2 = -7,747 \text{ KN. m.}$$

Pour tenir compte des semis encastrement des appuis de rive (0 et 3), on multiplie les moments isostatiques des travées de rive par le coefficient (0,3).

$$M_0 = -0,3 \cdot \frac{q l^2}{8} = -0,3 \cdot \frac{6,913 \times 3,2^2}{8} = -2,654 \text{ KN.m.}$$

$$M_3 = -0,3 \cdot \frac{q l^2}{8} = -0,3 \cdot \frac{6,913 \times 2,9^2}{8} = -2,180 \text{ KN.m.}$$

**Donc :**

$$M_0 = -2,654 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = -8,716 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -7,747 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -2,180 \text{ KN.m.}$$

**Remarque :** Vu que la méthode des trois moments surestime les moments aux appuis, on diminue ces derniers de 1/3 et on utilisera les moments corrigés pour le calcul des moments en travées.

• **Calcul des moments corrigés aux appuis :**

$$M_i = M_i - 1/3 M_i$$

$$M_0 = -2,654 - 1/3(-2,654) = -1,769 \text{ KN.m.}$$

$$M_1 = -8,716 - 1/3(-8,716) = -5,811 \text{ KN.m.}$$

$$M_2 = -7,747 - 1/3(-7,747) = -5,165 \text{ KN.m.}$$

$$M_3 = -2,180 - 1/3(-2,180) = -1,453 \text{ KN.m.}$$

❖ **2<sup>ème</sup> cas :**

Degré d'hyperstaticité :  $n=3$

On a :

$$M_0 = M_7 \quad ; \quad M_1 = M_6$$

$$M_2 = M_5 \quad ; \quad M_3 = M_4$$

$$q_u = 6,913 \text{ KN/ml.}$$

Pour  $n=1$  :

$$M_0 l_1 + 2M_1(l_1 + l_2) + M_2 l_2 = -q \left( \frac{l_1^3 + l_{1+1}^3}{4} \right)$$

$$0 + 2M_1(3,2 + 3,8) + 3,8M_2 = -6,913 \left( \frac{3,2^3 + 3,8^3}{4} \right)$$

$$14M_1 + 3,8M_2 = -151,464 \dots \dots \dots (1)$$

Pour  $n=2$  :

$$M_1 l_2 + 2M_2(l_2 + l_3) + M_3 l_3 = -q \left( \frac{l_2^3 + l_{2+1}^3}{4} \right)$$

$$3,8M_1 + 2M_2(3,8 + 2,9) + 2,9M_3 = -6,913 \left( \frac{3,8^3 + 2,9^3}{4} \right)$$

$$3,8M_1 + 13,4M_2 + 2,9M_3 = -136,983 \dots \dots \dots (2)$$

Pour  $n=3$  :

$$M_2 l_3 + 2M_3(l_3 + l_4) + M_4 l_4 = -q \left( \frac{l_3^3 + l_{4+1}^3}{4} \right)$$

$$2,9M_2 + 2M_3(2,9 + 4,2) + 4,2M_3 = -6,913 \left( \frac{2,9^3 + 4,2^3}{4} \right)$$

$$2,9M_2 + 18,4M_3 = -170,193 \dots \dots \dots (3)$$

**On a :**

$$14M_1 + 3,8M_2 = -151,464 \dots\dots\dots (1)$$

$$3,8M_1 + 13,4M_2 + 2,9M_3 = -136,983 \dots\dots\dots (2)$$

$$2,9M_2 + 18,4M_3 = -170,193 \dots\dots\dots (3)$$

**On a :**

$$\begin{bmatrix} 14 & 3,8 & 0 \\ 3,8 & 13,4 & 2,9 \\ 0 & 2,9 & 18,4 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -151,464 \\ -136,983 \\ -170,193 \end{bmatrix}$$

$$(l_2 - \frac{3,8}{14} l_1) \Rightarrow \begin{bmatrix} 14 & 3,8 & 0 \\ 0 & 12,37 & 2,9 \\ 0 & 2,9 & 18,4 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -151,464 \\ -95,871 \\ -170,193 \end{bmatrix}$$

$$(l_3 - \frac{2,9}{12,37} l_2) \Rightarrow \begin{bmatrix} 14 & 3,8 & 0 \\ 0 & 12,37 & 2,9 \\ 0 & 0 & 17,72 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} -151,464 \\ -95,871 \\ -147,717 \end{bmatrix}$$

$$14M_1 + 3,8M_2 = -151,464 \dots\dots\dots (1)$$

$$12,37M_2 + 2,9M_3 = -95,871 \dots\dots\dots (2)$$

$$17,72M_3 = -147,717 \dots\dots\dots (3)$$

**Donc :**

$$M_1 = -9,245 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -5,796 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -8,336 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte des semis encastrement des appuis de rive (0 et 3), on multiplie les moments isostatiques des travées de rive par le coefficient (0,3).

$$M_0 = M_7 = -0,3 \cdot \frac{ql^2}{8} = -0,3 \cdot \frac{6,913 \times 3,2^2}{8} = -2,654 \text{ KN.m.}$$

• **Calcul des moments corrigés aux appuis :**

$$M_i = M_i - 1/3 M_i$$

$$M_0 = M_7 = -1,769 \text{ KN.m.}$$

$$M_1 = M_6 = -6,163 \text{ KN.m.}$$

$$M_2 = M_5 = -3,864 \text{ KN.m.}$$

$$M_3 = M_4 = -5,557 \text{ KN.m.}$$

**b. Moments en travées :**

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

$$\text{où : } \mu(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 \dots\dots\dots (2)$$

$$\text{Donc : } M_t(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + M_i + (M_{i+1} - M_i) \frac{x}{l_i} .$$

$$\text{La position du moment maximum } \Rightarrow \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow x = \frac{1}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{ql_i}$$

❖ 1<sup>er</sup> cas :

Travée (1) : l=3,2

$$x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q l_i} = \frac{l}{2} + \frac{M_1 - M_0}{q l}$$

$$x = \frac{3,2}{2} + \frac{-5,811 + 1,769}{6,913 \times 3,2} = 1,42$$

$$M_t(x) = \frac{6,913 \times 3,2}{2} (1,42) - \frac{6,913}{2} (1,42)^2 - 1,769 + (-5,811 + 1,769) \frac{1,42}{3,2}$$

$$M_t(x) = 5,174 \text{ KN.m.}$$

Travée	l(m)	qu(KN/ml)	M <sub>i+1</sub>	M <sub>i</sub>	x(m)	Mt(x)
1	3,2	6,913	-5,811	-1,769	1,42	5,174
2	3,8	6,913	-5,165	-5,811	1,92	6,992
3	2,9	6,913	-1,453	-5,165	1,64	4,077

Tableau III.2.1 : Calcul des moments en travée du 1<sup>er</sup> cas à l'ELU.

**Remarque :** la méthode des trois moments sous-estime mes moments en travées, on diminue ces derniers de 1/3.

## • Calcul des moments corrigés en travée :

$$M_i = M_i + 1/3 M_i$$

$$M_{t1} = 5,174 + 1/3(5,174) = 6,899 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t2} = 6,992 + 1/3(6,992) = 9,323 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t3} = 4,077 + 1/3(4,077) = 5,436 \text{ KN.m.}$$

❖ 2<sup>eme</sup> cas :

Travée (1) : l=3,2

$$x = \frac{l}{2} + \frac{M_1 - M_0}{q l} = \frac{3,2}{2} + \frac{-6,163 + 1,769}{6,913 \times 3,2} = 1,40$$

$$M_t(x) = \frac{6,913 \times 3,2}{2} (1,40) - \frac{6,913}{2} (1,40)^2 - 1,769 + (-6,163 + 1,769) \frac{1,40}{3,2}$$

$$M_t(x) = 5,019 \text{ KN.m.}$$

Travée	l(m)	qu(KN/ml)	M <sub>i+1</sub>	M <sub>i</sub>	x(m)	Mt(x)
1	3,2	6,913	-6,163	-1,769	1,40	5,019
2	3,8	6,913	-3,864	-6,163	1,98	7,490
3	2,9	6,913	-5,557	-3,864	1,36	2,581
4	4,2	6,913	-5,557	-5,557	2,10	9,686

Tableau III.2.2 : Calcul des moments en travée du 2<sup>eme</sup> cas à l'ELU.

## • Calcul des moments corrigés en travée :

$$M_i = M_i + 1/3 M_i$$

$$M_{t1} = 6,692 \text{ KN.m}$$

$$M_{t2} = 9,986 \text{ KN.m}$$

$$M_{t3} = 3,441 \text{ KN.m}$$

$$M_{t4} = 12,914 \text{ KN.m.}$$

**c. Calcul des efforts tranchant :**

$$V(x) = -qx + q \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

❖ **1<sup>er</sup> cas :**

Travée (1) : l=3,2m

$$V(x) = -6,913x + 6,913 \frac{3,2}{2} + \frac{(-5,811 + 1,769)}{3,2} = -6,913x + 9,797 \text{ KN.}$$

Pour x=0 ⇒ V(x) = 9,797 KN.

Pour x=3,2 ⇒ V(x) = -12,325 KN.

Travées	l(m)	qu	M <sub>i</sub>	M <sub>i+1</sub>	V(x) KN	
					0	l
1	3,2	6,913	-1,769	-5,811	9,797	-12,325
2	3,8	6,913	-5,811	-5,165	13,305	-12,964
3	2,9	6,913	-5,165	-1,453	11,304	-8,744

**Tableau III.2.3 : Calcul des efforts tranchant du 1er cas à l'ELU.**

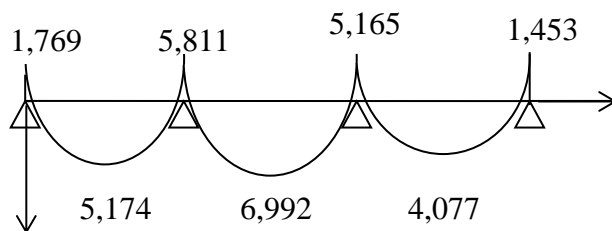
❖ **2eme cas :**

Travées	l(m)	qu	M <sub>i</sub>	M <sub>i+1</sub>	V(x) KN	
					0	L
1	3,2	6,913	-1,769	-6,163	9,687	-12,435
2	3,8	6,913	-6,163	-3,864	13,739	-12,529
3	2,9	6,913	-3,864	-5,557	9,440	-10,607
4	4,2	6,913	-5,557	-5,557	14,517	-14,517

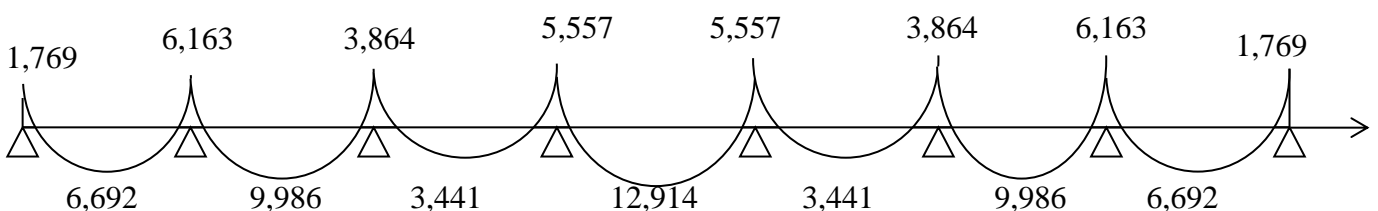
**Tableau III.2.4 : Calcul des efforts tranchant du 2eme cas à l'ELU.**

**d. Diagramme des moments :**

❖ **1<sup>er</sup> cas :**



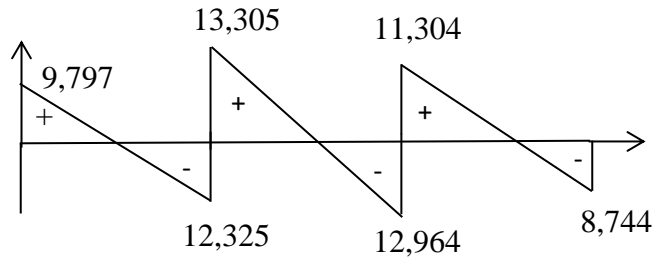
❖ **2<sup>eme</sup> cas :**



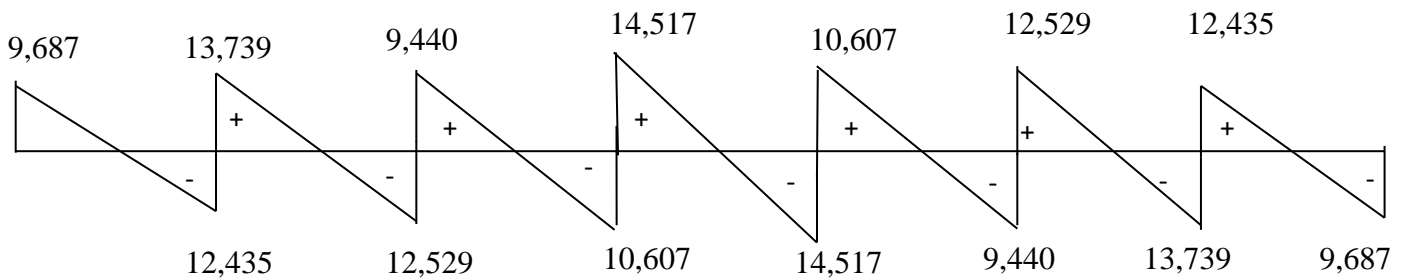
**Figure III.2.6 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU.**

**e. Diagramme des efforts tranchants :**

❖ **1<sup>er</sup> cas :**



❖ **2<sup>eme</sup> cas :**



**Figure III.2.7 : Diagrammes des efforts tranchant à l'ELU.**

**III.2.7 : Ferrailage à l'ELU :**

Les moments maximaux aux appuis et en travées sont :

$$M_t^{\max} = 12,914 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 6,163 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{\max} = 14,517 \text{ KN.}$$

La poutre sera calculée comme une section en T dont les caractéristiques géométriques sont :  
 $b=65\text{cm}$  ;  $b_0=12\text{cm}$  ;  $h=20\text{cm}$  ;  $h_0=4\text{cm}$  ;  $d=18\text{cm}$ .

**III.2.7.1 : Armatures longitudinales :**

**a. Armature en travée :**

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_t = bh_0 \times \sigma_{bc} \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 0,040 \times 0,65 \times 14,2 \times \left( 0,18 - \frac{0,04}{2} \right) \cdot 10^3 = 59,072 \text{ KN.m.}$$

$M_t = 59,072 \text{ KN.m} > M_t^{\max} = 12,914 \text{ KN.m} \rightarrow$  l'axe neutre se situe dans la table de compression, d'où la section se calcul comme une section rectangulaire (bxh)

$$\mu_b = \frac{M_t^{\max}}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{12,914 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,044 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,044 \rightarrow \beta = 0,978$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta d (f_e / \gamma_s)} = \frac{12,914 \times 10^3}{0,978 \times 18 \times 348} = 2,10 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2,10 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 3\text{HA}10 = 2,35 \text{ cm}^2 .$$

**b. Armatures aux appuis :**

Puisque le béton tendu est négligé donc le calcul se fera comme pour une section rectangulaire ( $b_0 \times h$ ).

$$M_a^{\max} = 6,163 \text{ KN.m}$$

$$\mu_b = \frac{M_a^{\max}}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{6,163 \times 10^3}{12 \times 18^2 \times 14,2} = 0,112 < 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_b = 0,112 \rightarrow \beta = 0,940$$

$$A_a = \frac{M_a^{\max}}{\beta d(f_e/\gamma_s)} = \frac{6,163 \times 10^3}{0,940 \times 18 \times 348} = 1,05 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,05 \text{ cm}^2 \text{ on adopte : } 2\text{HA}10 = 1,57 \text{ cm}^2 .$$

**III.2.7.2 : Calcul des armatures transversales :****a. Diamètre des barres :**

$$\varphi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}, \varphi_{\max}\right) \text{ (Art 7.2.21/BAEL91)}$$

Avec :  $\varphi_{\max}$  est le diamètre maximal des armatures longitudinales.

$$\min\left(\frac{200}{35}, \frac{120}{10}, 10\right) = 5,71 \text{ mm} = 0,571 \text{ cm}$$

$$\varphi \leq 0,571 \text{ cm} \text{ On prend : } \varphi = 6 \text{ mm}$$

$$\text{Donc : } 2\varphi 6 \rightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier de  $\varphi 6$ .

**b. Espacement des armatures transversales :**

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min(16,2 ; 40) = 16,2 \text{ cm.}$$

$$\text{On prend : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

**III.2.8 : Vérification à l'ELU :****III.2.8.1 : Vérification au cisaillement : (BAEL91 Art A.5.1.1)**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa}) \quad \ll \text{ Fissuration peu nuisible } \gg$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,25 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{14,517 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,672 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,672 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$$

**III.2.8.2 : Condition de non fragilité :**• **En travée :**

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 65 \times 18 \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,35 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,41 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$A_{\min} = 0,23b_0d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$$

**III.2.8.3 : Vérification de la contrainte d'adhérence : (Art. A.6.1.3/BAEL91)**

On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9d \sum U_i} = \frac{14,517 \times 10^3}{0,9 \times 180 \times 2 \times 3,14 \times 10} = 1,427 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$\sum U_i$  : somme des périmètres utiles des armatures.

$$\tau_{se} = 1,427 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**III.2.8.4 : Influence de l'effort tranchant sur le béton : (Art A5.1.313/BAEL91)**

On doit vérifier que :  $V_u^{\max} \leq 0,4 \times b_0 \times a \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$  avec  $a = 0,9d$

$$V_u^{\max} \leq 0,4 \times 0,12 \times 0,9 \times 0,18 \times 10^3 \times \frac{25}{1,5} = 129,6 \text{ KN.}$$

$$V_u^{\max} \leq 129,6 \text{ KN.}$$

- **Appuis de rive :**

$$V_{u\max} = 9,687 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

- **Appuis intermédiaires :**

$$V_{u\max} = 14,517 \text{ KN} < 129,6 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

**III.2.8.5 : Ancrage des barres : (BAEL91/ Art. A6.1.23)**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28}$$

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

$$\text{D'où } l_s = \frac{400}{4 \times 2,835} \phi = 35,27 \phi ; \text{ on prend : } L_s = 40 \phi$$

Soit un crochet de  $0,4l_s = 16 \phi$ .

**III.2.9 : Calcul de la poutrelle à l'ELS :**

**Combinaison de charge :**  $q_s = 4,940 \text{ KN/ml.}$

**III.2.9.1 : Les efforts internes à l'ELS : (BAEL91/modifié99)**

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutre, comme dans ce cas pour obtenir les résultats des moments à l'ELS, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'ELU par le coefficient ( $q_s/q_u$ ).

**a. Les moments aux appuis :**

Le calcul se fait avec les mêmes étapes que l'ELU.

- **1<sup>er</sup> cas :**

On aura :

$$14M_1 + 3,8M_2 = -108,235 \dots\dots\dots (1)$$

$$3,8M_1 + 13,4M_2 = -97,887 \dots\dots\dots (2)$$

La résolution de système d'équations nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = -6,442 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -4,749 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte des semis encastrement des appuis de rive (0 et 3), on multiplie les moments isostatiques des travées de rive par le coefficient (0,3).

$$M_0 = -0,3 \cdot \frac{q l^2}{8} = -0,3 \cdot \frac{4,940 \times 3,2^2}{8} = -1,896 \text{ KN.m.}$$

$$M_3 = -0,3 \cdot \frac{q l^2}{8} = -0,3 \cdot \frac{4,940 \times 2,9^2}{8} = -1,558 \text{ KN.m.}$$

• **Calcul des moments corrigés aux appuis :**

$q_s/q_u = 4,940/6,913 = 0,71$

$M_i = 0,71 M_i$

$M_0 = -1,896(0,71) = -1,346 \text{ KN.m.}$

$M_1 = -6,442(0,71) = -4,574 \text{ KN.m.}$

$M_2 = -4,749(0,71) = -3,372 \text{ KN.m.}$

$M_3 = -1,558(0,71) = -1,106 \text{ KN.m.}$

• **2eme cas :**

On aura :

$14M_1 + 3,8M_2 = -108,235 \dots \dots \dots (1)$

$3,8M_1 + 13,4M_2 + 2,9M_3 = -97,887 \dots \dots \dots (2)$

$2,9M_2 + 18,4M_3 = -121,619 \dots \dots \dots (3)$

La résolution de système d'équations nous donne les résultats suivants :

$M_3 = -5,957 \text{ KN.m}$

$M_2 = -4,142 \text{ KN.m}$

$M_1 = -6,607 \text{ KN.m}$

Pour tenir compte des semis encastrement des appuis de rive (0 et 3), on multiplie les moments isostatiques des travées de rive par le coefficient (0,3).

$M_0 = M_7 = -0,3 \cdot \frac{q l^2}{8} = -0,3 \cdot \frac{4,940 \times 3,2^2}{8} = -1,897 \text{ KN. m.}$

• **Calcul des moments corrigés aux appuis :**

$q_s/q_u = 4,940/6,913 = 0,71$

$M_i = 0,71 \cdot M_i$

$M_0 = M_7 = -1,346 \text{ KN.m.}$

$M_1 = M_6 = -4,690 \text{ KN.m.}$

$M_2 = M_5 = -2,941 \text{ KN.m.}$

$M_3 = M_4 = -4,229 \text{ KN.m}$

**b. Moments en travées :**

❖ **1<sup>er</sup> cas :**

Travée	l(m)	qu(KN/ml)	$M_{i+1}$	$M_i$	x(m)	Mt(x)
1	3,2	4,940	-4,574	-1,346	1,42	3,465
2	3,8	4,940	-3,372	-4,574	1,92	4,949
3	2,9	4,940	-1,106	-3,372	1,64	3,013

**Tableau III.2.5 : Calcul des moments en travée du 1er cas à l'ELS.**

• **Calcul des moments corrigés en travée :**

$M_i = 0,71 M_i$

$M_{t1} = (0,71)3,465 = 2,460 \text{ KN.m.}$

$M_{t2} = (0,71)4,949 = 3,514 \text{ KN.m.}$

$M_{t3} = (0,71)3,013 = 2,139 \text{ KN.m.}$

## ❖ 2eme cas :

Travée	l(m)	qu(KN/ml)	$M_{i+1}$	$M_i$	x(m)	Mt(x)
1	3,2	4,940	-4,690	-1,346	1,39	3,415
2	3,8	4,940	-2,941	-4,690	1,71	4,937
3	2,9	4,940	-4,229	-2,941	1,36	1,628
4	4,2	4,940	-4,229	-4,229	2,10	6,664

Tableau III.2.6 : Calcul des moments en travée du 2eme cas à l'ELS.

## • Calcul des moments corrigés en travée :

$$M_i = 0,71 M_i$$

$$M_{t1} = 2,425 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t2} = 3,506 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t3} = 1,156 \text{ KN.m.}$$

$$M_{t4} = 4,731 \text{ KN.m.}$$

## c. Calcul des efforts tranchant :

$$V(x) = -qx + q \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l}$$

❖ 1<sup>er</sup> cas :

Travée (1) : l=3,2m

$$V(x) = -4,940x + 4,940 \frac{3,2}{2} + \frac{(-4,574 + 1,346)}{3,2} = -4,940x + 6,182 \text{ KN.}$$

Pour x=0  $\Rightarrow$  V(x) = 6,182 KN.

Pour x=3,2  $\Rightarrow$  V(x) = -8,186 KN.

Travées	l(m)	qu	$M_i$	$M_{i+1}$	V(x) KN	
					0	L
1	3,2	4,940	-1,346	-4,574	6,182	-8,186
2	3,8	4,940	-4,574	-3,372	9,702	-7,360
3	2,9	4,940	-3,372	-1,106	7,944	-6,382

Tableau III.2.7 : Calcul des efforts tranchant du 1er cas à l'ELS.

## ❖ 2eme cas :

Travée (1) : l=3,2m

$$V(x) = -4,940x + 4,940 \frac{3,2}{2} + \frac{(-4,690 + 1,346)}{3,2} = -4,940x + 6,859$$

Pour x=0  $\Rightarrow$  V(x) = 6,859 KN.

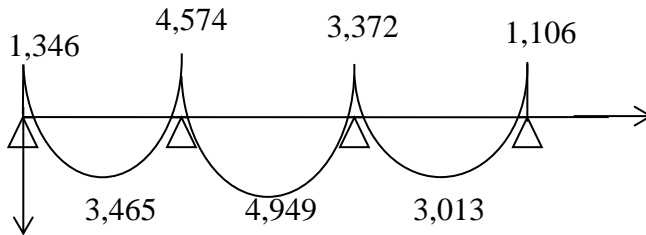
Pour x=3,2  $\Rightarrow$  V(x) = -8,949 KN.

Travées	l(m)	qu	$M_i$	$M_{i+1}$	V(x) KN	
					0	L
1	3,2	4,940	-1,346	-4,690	6,859	-8,949
2	3,8	4,940	-4,690	-2,941	9,846	-8,926
3	2,9	4,940	-2,941	-4,229	6,661	-7,665
4	4,2	4,940	-4,229	-4,229	10,374	-10,374

Tableau III.2.8 : Calcul des efforts tranchant du 2eme cas à l'ELS.

d. Diagramme des moments :

❖ 1<sup>er</sup> cas :



❖ 2<sup>eme</sup> cas :

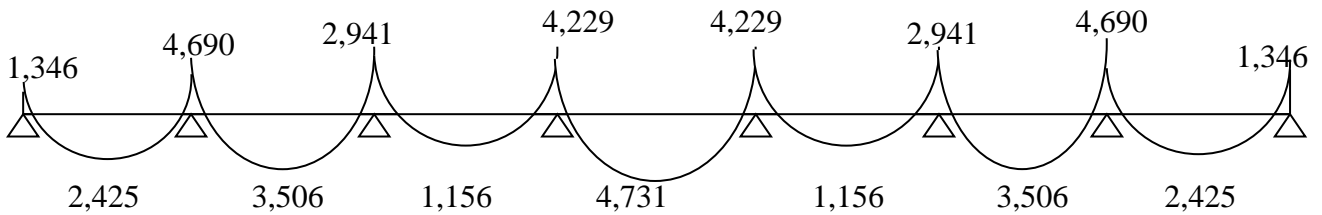
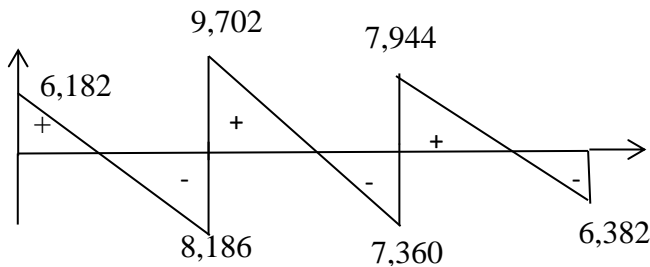


Figure III.2.8 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS.

e. Diagramme des efforts tranchants :

❖ 1<sup>er</sup> cas :



❖ 2<sup>eme</sup> cas :

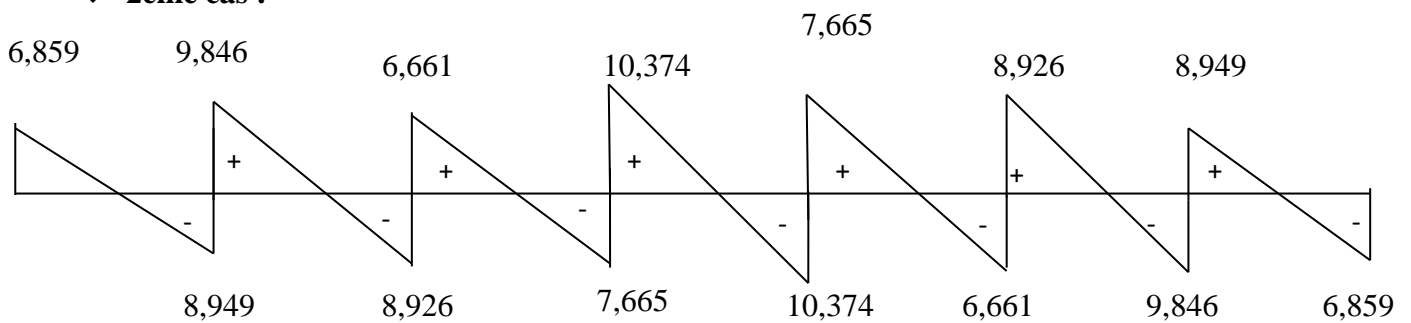


Figure III.2.9 : Diagrammes des efforts tranchant à l'ELS.

III.2.9.2 : Vérifications à L'ELS :

Les moments maximaux aux appuis et en travées sont :

$$M_t^{\max} = 4,731 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 4,690 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{\max} = 10,374 \text{ KN.}$$

**a. Etat limite de la compression du béton :**En travée :  $M_t^{\max} = 4,731 \text{ KN.m}$ ➤ **Contrainte dans les aciers :**

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 2,35}{18 \times 65} = 0,201$$

$$\rho_1 = 0,201 \rightarrow \beta_1 = 0,927 \rightarrow K_1 = 53,49$$

$$\sigma_s = \frac{M_t^{\max}}{\beta_1 d A_s} = \frac{4,731 \times 10^3}{0,927 \times 18 \times 2,35} = 120,651 \text{ MPa} < \bar{\sigma} = 348 \text{ MPa.}$$

➤ **Contrainte de compression dans le béton :**

La fissuration peu nuisible donc il doit satisfaire la condition suivante :

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

$$\sigma_b = \sigma_s / k_1 = 120,651 / 53,49 = 2,255 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.}$$

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

Aux appuis :  $M_a^{\max} = 4,690 \text{ KN.m}$ ➤ **Contrainte dans l'acier :**

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,57}{18 \times 12} = 0,726$$

$$\rho_1 = 0,726 \rightarrow \beta_1 = 0,876 \rightarrow K_1 = 25,48$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\max}}{\beta_1 d A_a} = \frac{4,690 \times 10^3}{0,876 \times 18 \times 1,57} = 189,451 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa.}$$

➤ **Contrainte dans le béton :**

$$\sigma_b = \sigma_s / k_1 = 189,451 / 25,48 = 7,435 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa.}$$

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

**Conclusion :** La vérification étant satisfaite donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes.**b. Vérification de la section vis-à-vis de l'ouverture des fissures :**

La fissuration étant peu nuisible donc aucune vérification n'est nécessaire.

**c. Etat limite de déformation : (BAEL91. Art B.6.5.1)**

D'après les règles de BAEL91, lorsqu'il est prévu des étais, on peut cependant se dispenser de justifier la flèche si les conditions sont vérifiées.

$$1 - \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$2 - \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$3 - \frac{A_s}{b_0 d} \leq \frac{4,2}{F_e}$$

Avec :

h : hauteur totale de la section .

L : portée libre maximale.

 $M_t$  : moment maximum de flexion. $b_0$  : largeur de nervure

- 1-  $\frac{h}{L} = \frac{20}{420} = 0,047 > \frac{1}{16} = 0,06$ .....condition non vérifiée.
- 2-  $\frac{h}{L} = 0,047 > \frac{4,731}{10 \times 4,731} = 0,10$ ..... condition non vérifiée.
- 3-  $\frac{A_s}{b_0 d} = \frac{2,35}{18 \times 12} = 0,0108 > \frac{4,2}{400} = 0,0105$  .....condition vérifiée.

La première et la deuxième condition ne sont pas vérifiées donc la vérification de la flèche est indispensable.

➤ **Calcul de la flèche : (Art. B6.5.2/ BAEL91)**

$$f_v = \frac{M_t^{ser} L^2}{10 E_v I_f v}$$

Aire de la section homogénéisée :

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

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

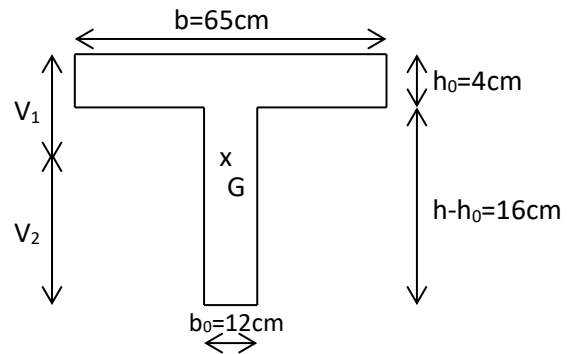


Figure III.2.10 : Section en T.

Moment isostatique de section homogénéisée par rapport à xx :

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

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

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3458,5}{487,25} = 7,098 \text{ cm.}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,098 = 12,90 \text{ cm.}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} (7,098^3 + 12,90^3) + (65 - 12) \times 4 \left[ \frac{4^2}{12} + \left( 7,098 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2,35 (12,90 - 2)^2$$

$$I_0 = 20134,95 \text{ cm}^4$$

On a :

$$\rho = \frac{A_t}{b_0 d} = \frac{2,35}{12 \times 18} = 0,0108$$

$$\lambda V = \frac{0,02 f_{t28}}{\rho \left( 2 + \frac{3b_0}{b} \right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,0108 \times \left( 2 + \frac{3 \times 12}{65} \right)} = 1,52$$

$$\mu = \max \left( 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right) = \max \left( 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0157 \times 120,651 + 2,1} ; 0 \right) = 0,620$$

$$I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda V\mu} = \frac{1,1 \times 20134,95}{1 + 1,52 \times 0,620} = 11402,62 \text{ cm}^4$$

Donc :

$$f_v = \frac{4,731 \times (4200)^2 \cdot 10^2}{10 \times 10818,87 \times 11402,62} = 6,76 \text{ mm} < \frac{L}{500} = 8,4 \text{ mm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

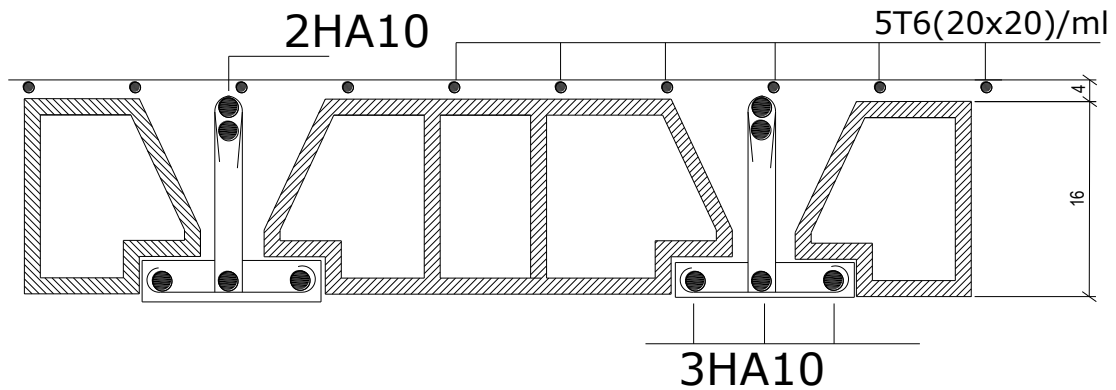


Figure III.2.11 : Schéma ferrailage du plancher en corps creux.

### III.3 : Calcul des balcons :

Le balcon sera assimilé à une console encastrée à une extrémité réalisée en dalle pleine. Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

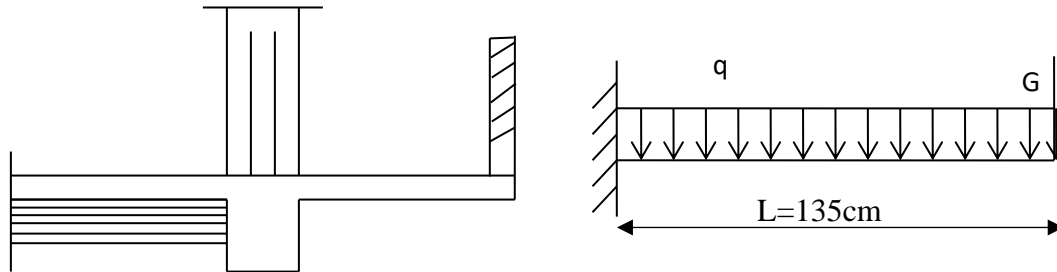


Figure III.3.1 : Schéma statique du balcon.

#### III.3.1 : Dimensionnement du balcon :

L'épaisseur du balcon est déterminée comme suit :

$$e_p = \frac{L}{10} = \frac{135}{10} = 13,5 \text{ cm.} \quad \text{Soit } e_p = 15 \text{ cm.}$$

#### III.3.2 : Charge et surcharge du balcon :

##### III.3.2.1 : Charges permanentes :

Poids propres de la dalle pleine :  $25 \times 0,15 \times 1 = 3,75 \text{ KN/ml.}$

Poids de revêtement :

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charges G (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	0,02	22	0,44
Mortier de pose	0,02	20	0,40
Couche de sable	0,02	18	0,36
Enduit ciment	0,02	18	0,36
			<b>G=1,56</b>

Tableau III.3.1 : Caractéristiques des éléments de revêtement.

Donc :  $G_{\text{total}} = 3,75 + 1,56 = 5,31 \text{ KN/ml.}$

##### III.3.2.2 : Charge concentrée :

Poids du garde-corps :

Eléments	Epaisseur (m)	Poids volumique $\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	Charges G (KN/m <sup>2</sup> )
La brique creuse	0,1	9	0,9
Enduit ciment	(0,02) *2	18	0,72
			<b>G=1,62</b>

Tableau III.3.2 : Caractéristiques des éléments du garde-corps.

**III.3.2.3 : Surcharge d'exploitation :**

Surcharge d'exploitation :  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$ .

**III.3.3 : Calcul à l'état limite ultime (ELU) :**

Le balcon travaille en flexion simple.

**III.3.3.1 : Combinaison de charges :**

$1,35G + 1,5Q$ .

Pour la dalle :  $q_{u1} = 1,35(5,31) + 1,5(3,5) = 12,418 \text{ KN/ml}$ .

Garde-corps :  $q_{u2} = 1,35(1,62) = 2,187 \text{ KN/ml}$ .

- **Calcul du moment sollicitant :**

$$M_u = \frac{q_{u1}l^2}{2} + q_{u2} \cdot l$$

$$M_u = \frac{12,418 \times 1,35^2}{2} + 2,187 \times 1,35 = \mathbf{14,268 \text{ KN.m}}$$

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

$$V_u = q_{u1} \cdot l + q_{u2}$$

$$V_u = (12,418 \times 1,35) + 2,187 = \mathbf{18,951 \text{ KN}}$$

**III.3.3.2 : Ferrailage :**

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

- **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{14,268 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,060$$

$$\mu = 0,060 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu = 0,060 \Rightarrow \beta = 0,969$$

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{14,268 \times 10^3}{0,969 \times 13 \times 348} = 3,255 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $4\text{HA}12 = 4,52 \text{ cm}^2$  avec :  $s_t = 25 \text{ cm}$ .

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On adopte :  $4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$  avec :  $s_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$ .

**III.3.3.3 : Vérification à l'ELU****a. Vérification de la condition de non fragilité : (A.4.2,1 BAEL91/modifiée99).**

$$A_{\min} = \frac{0,23bdft_{28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.

**b. Vérification au cisaillement : (A.5.1,211 BAEL91/modifiée99).**

On doit vérifier :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$\bar{\tau}_u = \min(0,10 f_{c28}, 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$ . (Fissuration préjudiciable)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{18,951 \cdot 10^3}{130 \cdot 1000} = 0,146 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$  condition vérifiée.

**c. Vérification de l'adhérence des barres : (A.6.1,3 BAEL91/modifiée99).**

On doit vérifier que :  $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} \quad (\Psi_s = 1,5 \rightarrow \text{HA})$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum U_i} \quad \text{Avec : } \sum U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 4 \times 3,14 \times 12 = 150,72 \text{ mm}^2$$

$$\tau_{se} = \frac{18,951 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 150,72} = 1,075 \text{ MPa}$$

On a :  $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \Rightarrow$  Condition vérifiée (pas de risque d'entraînement des barres).

**d. Ancrage rectiligne des barres :**

La longueur de scellement est donnée par la loi suivante :

$$L_s = \frac{\sigma_{fe}}{4\tau_s} \dots\dots\dots \text{A.6.1,221 BAEL91/modifiée99.}$$

Avec :

$$\bar{\tau}_s = 0,6 \Psi_s^2 \cdot f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,3 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend : } L_s = 45 \text{ cm}$$

**Article A.6.1,253 du BAEL91/modifiée99** admet que l'ancrage d'une barre rectiligne est assuré lorsque la portée ancrée mesurée au moins  $l_r = 0,4 \times l_s = 0,4 \times 45 = 18 \text{ cm}$ .

**e. Espacement des barres :**

**Armatures principales :**  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow$  condition vérifiée.

**Armature de répartition :**  $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow$  condition vérifiée.

**III.3.4 : Calcul à l'état limite de service (ELS) :****III.3.4.1 : Combinaison de charge :**

G+Q

Pour la dalle :  $q_{s1} = 5,31 + 3,5 = 8,81 \text{ KN/ml}$ .

Garde-corps :  $q_{s2} = 1G_1 = 1,62 \text{ KN/ml}$ .

- Calcul du moment sollicitant :**

$$M_s = \frac{q_{u1} l^2}{2} + q_{u2} \cdot l$$

$$M_s = \frac{8,81 \times 1,35^2}{2} + 1,62 \times 1,35 = 10,215 \text{ KN.m}$$

**III.3.4.2 : Vérification à l'ELS :****a. Vérification des contraintes de l'acier :**

On doit vérifier :  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

Fissuration préjudiciable :  $\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times f_e; \max (0,5f_e; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right\}$ .

Où :  $\eta=1,6$  ( $\varnothing \geq 6\text{mm}$ ).

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; \max (0,5 \times 400; 110\sqrt{1,6 \times 2,1}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{266,66; \max (200; 201,63)\} = \mathbf{201,63\text{MPa}}$$

On a :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 12} = 0,348 \Rightarrow \beta_1 = 0,908 \Rightarrow K_1 = 39,35$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{10,215 \times 10^6}{0,908 \times 130 \times 452} = \mathbf{191,457\text{MPa}}$$

$$\sigma_{st} = 191,457\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,63\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b. Vérification des contraintes de béton : (art A.4.5.2 BAEL91/modifiée99)**

On doit vérifier :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\text{On a : } \beta_1 = 0,908 \Rightarrow \alpha_1 = 0,276$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1 - \alpha_1)} = \frac{0,276}{15(1 - 0,276)} = 0,025.$$

$$\sigma_{bc} = \sigma_{st} \cdot K = 191,457 \times 0,025 = \mathbf{4,786\text{MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = 4,786\text{MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**c. Vérification de la flèche : (art B.6.5.2 BAEL91/modifiée99)**

D'après le BAEL91, on doit vérifier la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{135} = 0,111 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2- \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_0} \Rightarrow \frac{15}{135} = 0,111 > \frac{10,215}{10(10,215)} = 0,10 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$3- \frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{13 \times 100} = 0,0035 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

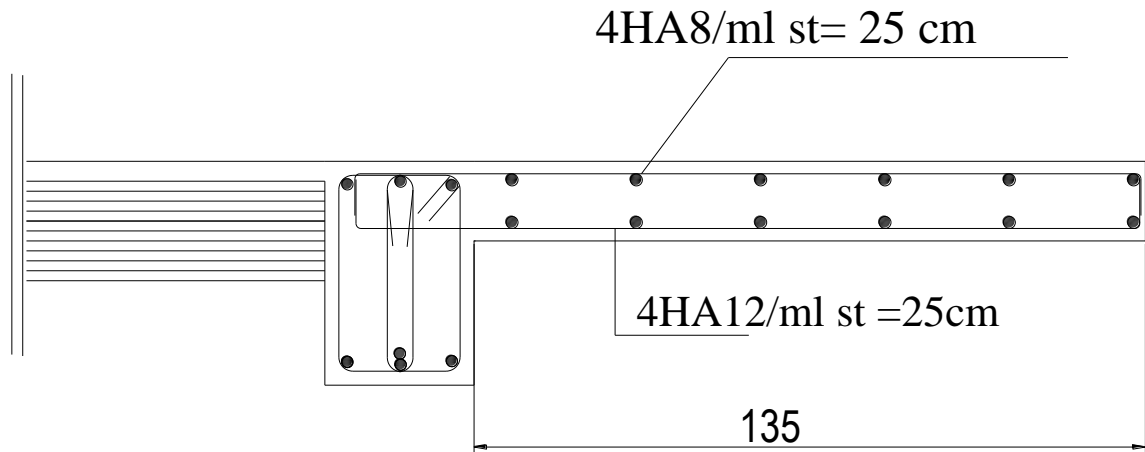
Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

**Conclusion :**

Le balcon est ferrillé comme suit :

Armatures principales : 4HA12 avec  $st=25\text{cm}$ .

Armatures de répartition : 4HA8 avec  $st=25\text{cm}$ .



**Figure III.3.2 : Plan de ferrailage du balcon**

### III.4 : La salle machine :

#### III.4.1 : Introduction :

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur de vitesse d'entraînement  $V=1\text{m/s}$ , de surface égale à  $(1,65 \times 2,05 = 3,382\text{m}^2)$  pouvant charger huit personnes. La charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargée est de 8 Tonnes.

La dalle repose sur 04 appuis, elle est soumise à une charge localisée centrée au milieu du panneau, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens :

$$M_{x1} = q(M_1 + \nu \cdot M_2)$$

$$M_{y1} = q(M_2 + \nu \cdot M_1)$$

Avec :

$\nu$  : Coefficient de Poisson.

$M_1, M_2$  : Valeurs données par les abaques de PIGEAUD en fonction des rapports suivants :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y}, \frac{U}{L_x}, \frac{V}{L_y}$$

$q$ : charge totale appliquée sur un rectangle centré.

$u, v$  : dimensions du rectangle sur le qu'il s'applique la charge  $q$  contenue de la diffusion à  $45^\circ$  dans le revêtement et la dalle de béton.

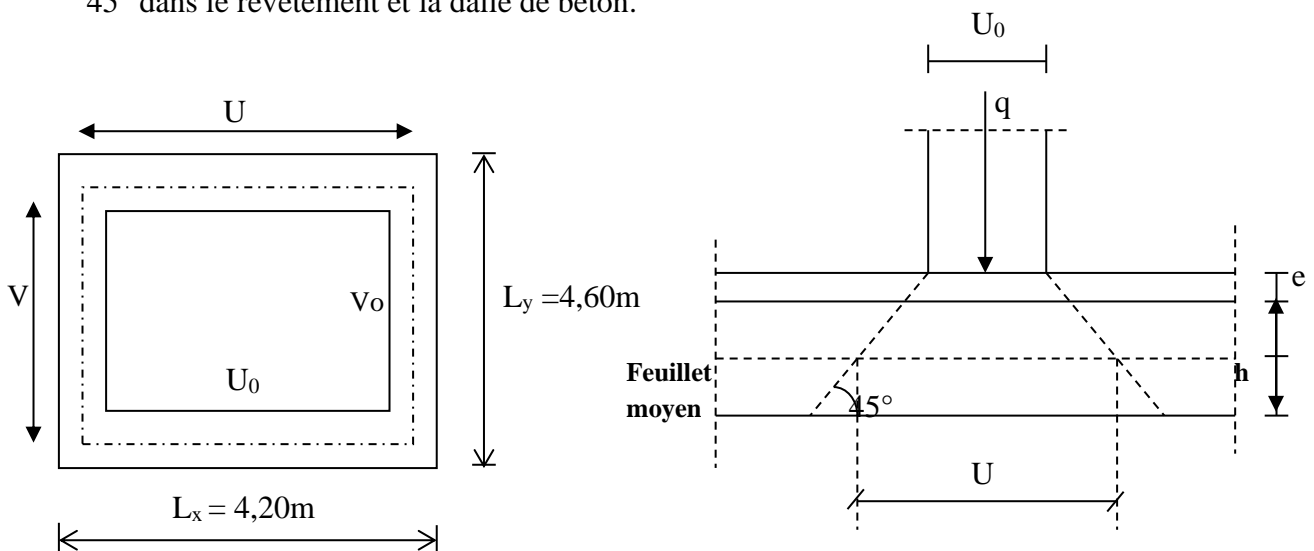


Figure III.4.1: Schéma de la salle machine

$$U = U_0 + 2 \left( \xi \times e + \frac{h_t}{2} \right) = U_0 + 2e + h_t$$

$$V = V_0 + 2 \left( \xi \times e + \frac{h_t}{2} \right) = V_0 + 2e + h_t$$

Avec :

$\xi = 1$  : Le revêtement est aussi solide que le béton.

$h_t$  : épaisseur de la dalle on a :  $L_x/30 = 420/30 = 14 \text{ cm} \Rightarrow$  on prend: ( $h_t = 20 \text{ cm}$ ).

$e$  : épaisseur du revêtement ( $e = 5 \text{ cm}$ ).

$u_0, v_0$  : côtés du rectangle dans lequel la charge est centrée ( $u_0 = 110 \text{ cm}$  et  $v_0 = 120 \text{ cm}$ ).

D'où :

$$u = 110 + 2 \times 5 + 20 = 140 \text{ cm.}$$

$$v = 120 + 2 \times 5 + 20 = 150 \text{ cm.}$$

### III.4.2 : Calcul des efforts :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{420}{460} = 0,90 \Rightarrow 0,4 \leq \rho \leq 1 \text{ la dalle travaille dans les deux sens.} \\ \frac{U}{L_x} = \frac{140}{420} = 0,33 \\ \frac{V}{L_y} = \frac{150}{460} = 0,32 \end{array} \right.$$

À partir des abaques de PIGEAUD, nous aurons :

$$M_1 = 0,124.$$

$$M_2 = 0,110.$$

#### III.4.2.1 : Calcul des moments $M_{x1}$ , $M_{y1}$ du système de levage :

$$\text{À l'ELU : } v = 0 \Rightarrow M_{x1} = q_u M_1$$

$$M_{y1} = q_u M_2$$

Avec :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 80 + 1,5 \times 0 = 108 \text{ KN/ml.}$$

D'où :

$$M_{x1} = 108 \times 0,124 = 13,39 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1} = 108 \times 0,110 = 11,88 \text{ KN.m.}$$

#### III.4.2.2 : Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

$$M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

Avec :  $\mu_x, \mu_y$  : coefficients donnés en fonction de  $\rho$ .

$$\mu_x = 0,0448.$$

$$\mu_y = 0,798.$$

$$q_u = 1,35G + 1,5 Q.$$

#### Poids de la dalle :

$$G = 25 \times 0,20 + 22 \times 0,05 = 6,10 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 1,00 \text{ KN/m}^2.$$

$$q_u = (1,35 \times 6,10 + 1,5 \times 1,00) \times 1 \text{ m} = 9,735 \text{ KN/ml.}$$

D'où :

$$M_{x2} = \mu_x q_u l_x^2 = 7,69 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{ox2} = 6,13 \text{ KN.m.}$$

#### III.4.2.3 : Superposition des moments :

$$M_{ox} = M_{ox1} + M_{ox2} = 13,39 + 7,69 = 21,08 \text{ KN.m}$$

$$M_{oy} = M_{oy1} + M_{oy2} = 11,88 + 6,13 = 18,01 \text{ KN.m.}$$

**Remarque :** Afin de tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85 et 0.3 aux appuis.

**a. Moment en travée :**

$$M_t = 0,85M$$

$$M_{xt} = 0,85M_{0x} = 17,92 \text{ KN.m.}$$

$$M_{yt} = 0,85M_{0y} = 15,31 \text{ KN.m.}$$

**b. Moment aux appuis :**

$$M_a = -0,3M$$

$$M_{xa} = -0,3M_{0x} = -6,32 \text{ KN.m}$$

$$M_{ya} = -0,3M_{0y} = -4,59 \text{ KN.m}$$

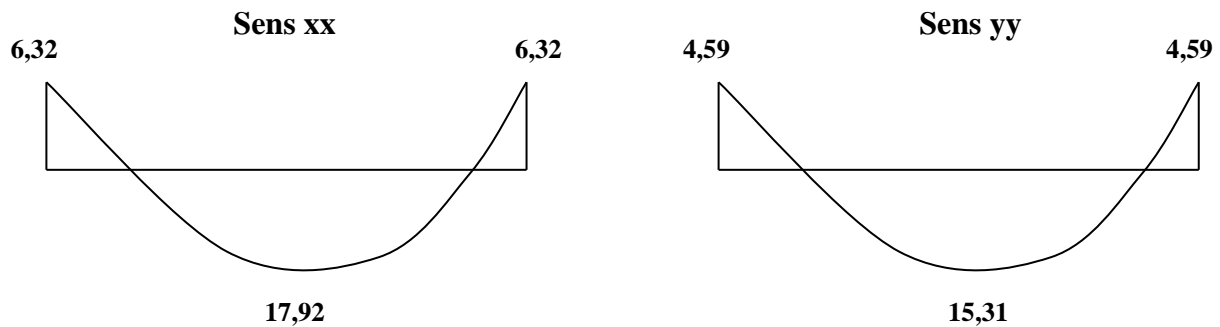


Figure III.4.2 : Diagramme des moments dans les deux sens à l'ELU.

**III.4.3 : Calcul de la section d'armature :****➤ Sens x-x :****a. En travée :****Calcul du moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_{xt}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{17,92 \cdot 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,040.$$

Avec :  $d = h_t - c = 15 - 2 = 13 \text{ cm.}$  (la hauteur utile)

On a :  $\mu_b = 0,040 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  section simplement armée.

$$\mu_b = 0,040 \Rightarrow \beta = 0,980$$

$$A_t = \frac{M_{xt}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{17,92 \cdot 10^3}{0,980 \times 18 \times 348} = 2,91 \text{ cm}^2.$$

On opte pour :  $A_t = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3,14 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 25\text{cm.}$

**b. Aux appuis :****Calcul du moment réduit :**

$$\mu_b = \frac{M_{xa}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{6,32 \cdot 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,014$$

On a :  $\mu_b = 0,028 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  section simplement armée.

$$\mu_b = 0,028 \Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_a = \frac{M_{xa}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{6,32 \cdot 10^3}{0,993 \times 18 \times 348} = 1,02 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2,01 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 25\text{cm.}$

➤ Sens y-y :

a. En travée :

Calcul du moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_{yt}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{15,31 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,034$$

On a :  $\mu_b = 0,034 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$  S.S.A.

$$\mu_b = 0,034 \Rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_t = \frac{M_{xt}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{15,31 \times 10^3}{0,983 \times 18 \times 348} = 2,49 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_t = 4HA10/ml = 3,14 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 25\text{cm}$ .

b. Aux appuis :

Calcul du moment réduit :

$$\mu_b = \frac{M_{ya}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{4,59 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,010$$

On a :  $\mu_b = 0,010 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow$  S.S.A.

$$\mu_b = 0,010 \Rightarrow \beta = 0,995$$

$$A_a = \frac{M_{ya}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{St}} = \frac{4,59 \times 10^3}{0,995 \times 18 \times 348} = 0,74 \text{ cm}^2$$

On opte pour  $A_a = 4HA8/ml = 2,01 \text{ cm}^2$  avec  $S_t = 25 \text{ cm}$ .

#### III.4.4. Vérification à l'ELU :

a. Diamètres minimaux des barres : (Art 7.2.1 BAEL91/modifié99)

Il faut vérifier la condition suivante :

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_t}{10} \Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm.}$$

On a :  $\phi = 10 \text{ mm} < \phi_{\max} = 15 \text{ mm} \Rightarrow$  condition vérifiée.

b. Ecartement des barres (Art A.8.2.42 BAEL91/modifié99) :

L'écartement des armatures d'une même nappe soumise à une charge répartie doit être :

**Armatures // à  $l_x$  :**  $S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h, 33 \text{ cm})$

$25 < 33 \text{ cm} \Rightarrow$  condition est vérifiée.

**Armatures // à  $l_y$  :**  $S_t = 25 \text{ cm} < (4h, 45 \text{ cm})$ .

$25 < 45 \text{ cm} \Rightarrow$  condition est vérifiée.

c. Condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL 91/ modifié99) :

Aux appuis :

$$A \geq A_{\min} = \rho \times s = \frac{\rho_0 \left(3 - \frac{l_x}{l_y}\right)}{2} \times b \times h = \frac{0,0008 \times (3 - 0,9)}{2} \times 100 \times 20 = 1,68 \text{ cm}^2$$

Avec :  $\rho_0$  : Taux des armatures (0,0008 pour les aciers HA FeE400).

$$A_a^x = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 1,68 \text{ cm}^2$$

$$A_a^y = 2,01 \text{ cm}^2 \geq 1,68 \text{ cm}^2$$

Alors la condition est vérifiée.

**En travée :**

$$A_{\min} = b h \times \rho_0 = 100 \times 15 \times 0,0008 = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{x,t} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_{y,t} = 3,14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,6 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**d. Condition de non poinçonnement : (Art A.5.2.42 BAEL 91/ modifié99)**

On n'admet aucune armature transversale si la condition suivante est satisfaite :

$$N_u \leq 0,045 U_c h \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$U_c$  : périmètre du contour de l'aire sur lequel agit la charge dans le plan de feuillet moyen.

$$U_c = 2(U+V) = 2(140+150) = 580 \text{ cm} = 5,8 \text{ m.}$$

$N_u$  : charge de calcul à l'état limite ultime.

$$N_u = 1,35G = 1,35 \times 80 = 108 \text{ KN.}$$

$$N_u = 108 < 0,045 \times 0,20 \times \frac{25}{1,5} \times 10^3 \times 5,8 = 870 \text{ KN} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

**e. Contrainte tangentielle :**

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge.

$$\text{Au milieu de U} \Rightarrow T_{\max} = \frac{N_u}{2U+V} = \frac{108}{(2 \times 1,40) + 1,50} = 25,11 \text{ KN.}$$

$$\text{Au milieu de V} \Rightarrow T_{\max} = \frac{p}{3U} = \frac{108}{3 \times 1,40} = 25,71 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{25,71}{1 \times 0,18} = 142,83 \text{ KN/m}^2 = 0,142 \text{ MPa} < 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{ MPa.}$$

Alors aucune armature de l'effort tranchant n'est requise.

**III.4.5 : Calcul a l'ELS :**

**III.5.5.1 : Moments engendrés par le système de levage :**

$$M_{ox1} = q_s (M_1 + v M_2).$$

$$M_{oy1} = q_s (M_2 + v M_1).$$

$$\text{Avec : } q_s = G = 80 \text{ KN.}$$

$$v = 0,2.$$

Donc :

$$M_{ox1} = q_s (M_1 + v M_2) = 80 (0,124 + 0,2 \times 0,110) = 11,68 \text{ KN.m.}$$

$$M_{oy1} = q_s (M_2 + v M_1) = 80 (0,110 + 0,2 \times 0,124) = 10,78 \text{ KN.m.}$$

**III.4.5.2 : Moments engendrés par le poids propre de la dalle :**

$$q_s = G+Q = 6,1 + 1,00 = 7,10 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{ox2} = \mu_x q_s l_x^2 = 0,0448 \times 7,1 (4,20)^2 = 5,61 \text{ KN.m.}$$

$$M_{oy2} = \mu_y M_{ox2} = 0,798 \times 5,61 = 4,47 \text{ KN.m.}$$

**III.4.5.3 : Superposition des moments :**

$$M_{ox} = M_{ox1} + M_{ox2} = 11,68 + 5,61 = 17,29 \text{ KN.m.}$$

$$M_{oy} = M_{oy1} + M_{oy2} = 10,78 + 4,47 = 15,25 \text{ KN.m.}$$

**Remarque :** Afin de tenir compte de la continuité des appuis au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés en travée en leur affectant le coefficient 0.85 et 0.3 aux appuis.

**a. Moment en travée :**

$$M_t = 0,85M$$

$$M_{xt} = 0,85M_{0x} = 14,69 \text{ KN.m.}$$

$$M_{yt} = 0,85M_{0y} = 12,96 \text{ KN.m.}$$

**b. Moment aux appuis :**

$$M_a = -0,3M$$

$$M_{xa} = -0,3M_{0x} = -5,18 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ya} = -0,3M_{0y} = -4,57 \text{ KN.m.}$$

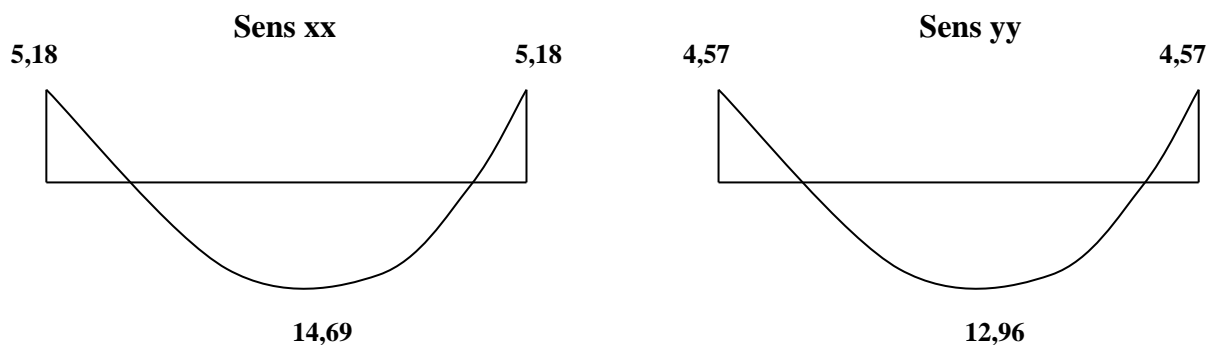


Figure III.4.3 : Les moments dans les 02 sens à l'ELS.

**III.4.6 : Vérification à L'ELS :**

**III.4.6.1 : Contrainte de compression dans le béton :**

➤ Sens x-x :(sens le plus défavorable).

**a. Aux appuis :**

$$M_a = 5,18 \text{ KN.m.}$$

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{bd} = \frac{100 \times 2,01}{100 \times 18} = 0,112 \Rightarrow k_1 = 75,91 \text{ et } \beta = 0,945$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta d A_a} = \frac{5,18 \times 10^6}{0,945 \times 180 \times 2,01 \times 10^2} = 151,50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = 1,99 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**b. En travée :**

$$M_t = 14,69 \text{ KN.m.}$$

On doit vérifier :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 18} = 0,174 \Rightarrow k_1 = 58,53 \text{ et } \beta = 0,932.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 d A_t} = \frac{14,69 \times 10^6}{0,932 \times 180 \times 3,14 \times 10^2} = 278,87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{k_1} = 4,76 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**Remarque :** les conditions sont toutes vérifiées selon le sens le plus défavorable, donc elles sont aussi vérifiées dans l'autre sens.

#### III.4.6.2 : Etat limite de fissuration :

La fissuration est non préjudiciable alors aucune vérification n'est nécessaire.

#### III.4.6.3 : Etat limite de déformation : (Art B.7.5 BAEL 91 /modifiée 99).

Dans le cas de la dalle rectangulaire appuyée sur 4 cotés on peut se dispenser de calcul des flèches, si les conditions suivantes sont respectées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{tx}}{20 M_x} \\ \frac{A_x}{b d} \leq \frac{2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec :

h : hauteur de dalle.

$M_{tx}$  : Moment entravé de la dalle (sens xx).

$M_x$  : Moment isostatique dans la direction de (x x) pour une bande de largeur égale à 1 m.

$A_x$ : Section d'armature par bande.

b : La largeur de bande égale à 1 m.

d : la hauteur utile de la bande.

$$\frac{h}{L_x} = \frac{20}{420} = 0,047 > \frac{M_{tx}}{20 M_x} = \frac{14,69}{20 \times 17,29} = 0,042 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A_x}{b d} = \frac{3,14}{100 \times 18} = 0,0017 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0,005 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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

#### III.4.7 : Conclusion :

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

##### a. En travées :

4HA10 (sens x-x)  $\Rightarrow S_t = 25 \text{ cm.}$

4HA 10 (sens y-y)  $\Rightarrow S_t = 25 \text{ cm.}$

##### b. Aux appuis :

4HA8 (sens x-x)  $\Rightarrow S_t = 25 \text{ cm.}$

4HA8 (sens y-y)  $\Rightarrow S_t = 25 \text{ cm.}$

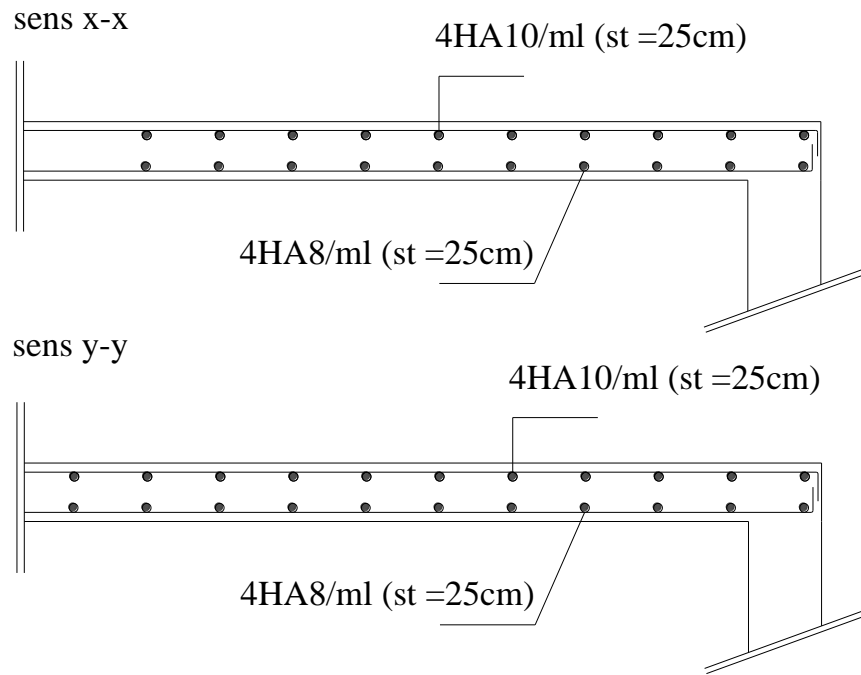


Figure III.4.4 : Schéma de ferrailage de la salle machine.

### III.5 : Calcul des escaliers :

#### Introduction :

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à l'autre d'une construction. Il se compose d'une ou plusieurs volées comportant des marches, des paliers de départ, d'arrivée et des paliers intermédiaires.

Notre bâtiment comporte une seule cage d'escalier, il s'agit d'un escalier droit composé de deux volées. Ils sont réalisés en béton armé et coulés sur place.

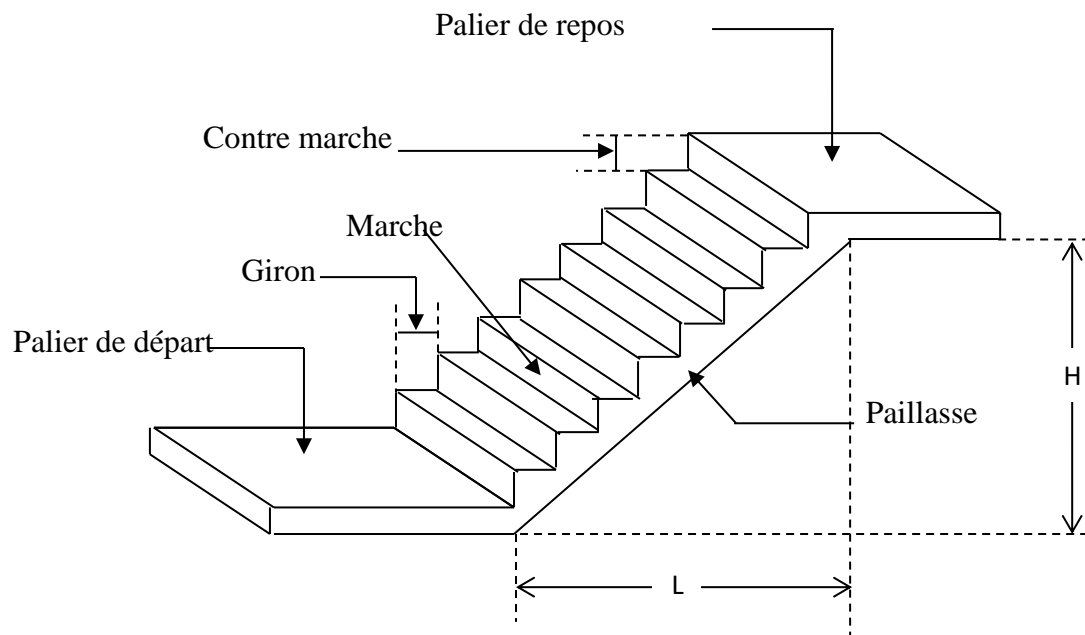


Figure III.5.1 : Schéma de l'escalier.

- **La marche** : est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches consécutives. Sa hauteur  $h$  (la différence de niveau entre deux marches successives). Elle varie généralement entre 14 et 20cm, dans notre cas on adopte pour  $h = 17\text{cm}$ .
- **Le giron  $g$**  : est la distance en plan séparant deux contre marche successives. Elle varie entre 22 et 33cm.
- **La volée** : est l'ensemble de marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- **La paillasse** : est la dalle en béton armé incorporant les marches et contre marche.
- **Le palier** : est la plateforme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.

#### III.5.1 : Etude des escaliers du RDC et s-sol :

##### III.5.1.1 : Pré-dimensionnement des escaliers :

Dans notre plan nous avons deux cas d'escaliers du même type, on fait les calculs pour chacun des cas et on adoptera un type de ferrailage à la fin pour chacun des deux.

Il est constitué d'une volée telle quelle est montrée ci-après.

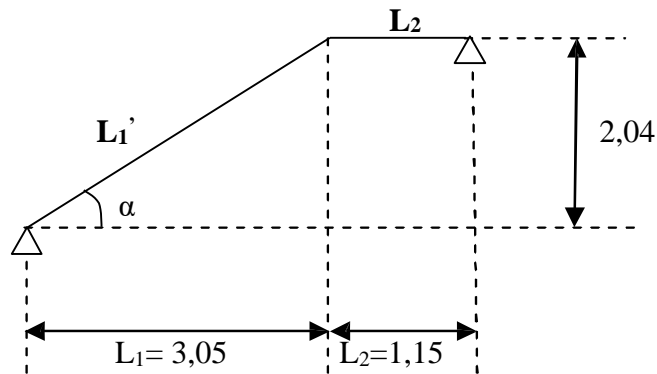


Figure III.5.2 : Schéma statique de la volée de RDC et s-sol.

On prend en compte des dimensions des plans d'architecture, on calcule :

- **Le nombre de contre marche « n » :**

$$n = \frac{H}{h} \quad \text{dans notre cas : } H=2,04\text{m}$$

$$h=17\text{cm}$$

$$n = \frac{204}{17} = 12$$

- **Le nombre de marche « m » :**

$$m = n - 1 = 12 - 1 = 11 \text{ marches.}$$

- **Vérification de la loi de BLONDEL :**

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 26 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L_1}{n-1} = 28 \text{ cm}$$

On a :  $59 \leq 62 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow$  condition vérifiée.

**L'embranchement :** est égale à :

$$\frac{4,20 - 1,65}{2} = 1,275 \text{ cm.}$$

- **Pré dimensionnement de la pailleasse et du palier :**

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier :

$$\frac{l_0}{30} \leq e \leq \frac{l_0}{20}$$

**Avec :**  $l_0$  longueur du palier et de la pailleasse :  $l_0 = L'_1 + L_2$

$$\text{Tg}(\alpha) = \frac{h}{g} = \frac{17}{28} = 0,607 \Rightarrow \alpha = 31,26^\circ$$

$$\text{Cos}\alpha = \frac{L_1}{L'_1} \Rightarrow L'_1 = \frac{L_1}{\text{cos}\alpha} = \frac{305}{\text{cos}(31,26)} = 357 \text{ cm}$$

$$l_0 = L'_1 + L_2 = 357 + 115 = 472 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } \frac{l_0}{30} \leq e \leq \frac{l_0}{20} \Rightarrow \frac{472}{30} \leq e \leq \frac{472}{20} \Rightarrow 15,7 \leq e \leq 23,6 \text{ cm.}$$

On opte pour une pailleasse et des volées d'épaisseurs : **ep = 16cm.**

### III.5.1.2 : Détermination des charges et des surcharges :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur et on considère une poutre simplement appuyée en flexion simple.

**a. Surcharge d'exploitation :** La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est :

$$Q = 2,5 \times 1\text{m} = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

**b. Charges permanentes :**

**Le palier :**

Eléments	Poids propre [KN/m]	
Poids propre de la palier	25 x 0,16 x 1,00	4,00
Couche de sable	18 x 0,02 x 1,00	0,36
Mortier	20 x 0,02 x 1,00	0,40
Carrelage	22 x 0,02 x 1,00	0,44
Enduit de plâtre	10 x 0,02 x 1,00	0,20
		<b>Gpalier=5,40</b>
		<b>Qpalier=2,50</b>

**Tableau III.5.1 : Charge et surcharge revenant au palier du RDC.**

**la paillasse :**

Eléments	Poids propre [KN/m]	
Poids propre de la paillasse	$25 \times ep / \cos\alpha$ $= 25 \times 0,16 / \cos 31,26$	4,67
Poids propre des marches	$25 \times ep / 2$ $= 25 \times 0,16 / 2$	2,00
Carrelage	22 x 0,02 x 1,00	0,44
Mortier de pose	20 x 0,02 x 1,00	0,40
Couche de sable	18 x 0,02 x 1,00	0,36
Enduit de plâtre	10x 0,02 x 1,00	0,20
		<b>G paillasse = 8,07</b>
		<b>Q paillasse = 2,50</b>

**Tableau III.5.2 : Charge et surcharge revenant à la paillasse RDC.**

**c. Combinaison de RDC :**

**ELU :**  $q_u = (1,35G + 1,5Q) 1\text{m}$

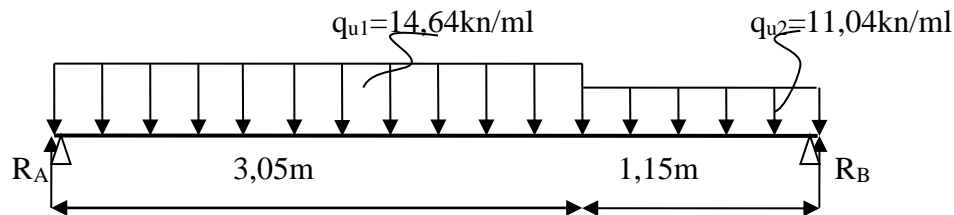
La paillasse :  $q_u^{\text{paillasse}} = 1,35 \times 8,07 + 1,5 \times 2,5 = 14,64 \text{ KN/ml}$

Le palier :  $q_u^{\text{palier}} = 1,35 \times 5,40 + 1,5 \times 2,5 = 11,04 \text{ KN/ml}$

**ELS :**  $q_u = (G + Q) 1\text{m}$

La paillasse :  $q_u^{\text{paillasse}} = 8,07 + 2,5 = 10,57 \text{ KN/ml}$

Le palier :  $q_u^{\text{palier}} = 5,40 + 2,5 = 7,90 \text{ KN/ml.}$

**III.5.1.3 : Calcul des moments et des efforts tranchants à l'ELU :****a. Calcul des réactions d'appuis :****Figure III.5.3 : Schéma statique du chargement à l'ELU.**

$$\Sigma F/Y = 0 \Rightarrow R_A + R_B - (14,64 \times 3,05) - (11,04 \times 1,15) = 0$$

$$R_A + R_B = 57,34 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M/B = 0 \Rightarrow (14,64 \times 3,05 \times 2,67) + (11,04 \times 1,15 \times 0,57) = R_A \times 4,20$$

$$4,2R_A = 126,44 \text{ KN/m} \Rightarrow \begin{cases} R_A = 30,10 \text{ KN} \\ R_B = 27,24 \text{ KN} \end{cases}$$

**b. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :****➤ 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 3,10 \text{ m}$  :**

$$T_y = R_A - 14,64x$$

$$\text{Pour } x=0\text{m} \Rightarrow T_y = 30,10 \text{ KN.}$$

$$\text{Pour } x=3,05 \text{ m} \Rightarrow T_y = -14,55 \text{ KN.}$$

$$M_z = R_A x - 14,64 \frac{x^2}{2}$$

$$\text{Pour } x=0\text{m} \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } x=3,05 \text{ m} \Rightarrow M_z = 23,71 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment max : } T_y = 0 \text{ m} \Rightarrow 30,10 - 14,64x = 0 \Rightarrow x = 2,05 \text{ m}$$

$$M^{\text{max}} = 30,94 \text{ KN.m.}$$

**➤ 2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,05 \text{ m}$  :**

$$T_y = 11,04x - R_B$$

$$\text{Pour } x=0\text{m} \Rightarrow T_y = -27,24 \text{ KN.}$$

$$\text{Pour } x=1,15\text{m} \Rightarrow T_y = -14,55 \text{ KN.}$$

$$M_z = -11,04 \frac{x^2}{2} + R_B x$$

$$\text{Pour } x=0\text{m} \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Pour } x=1,15\text{m} \Rightarrow M_z = 24,03 \text{ KN.m}$$

**c. Le diagramme des efforts internes (ELU) :**

$$M_A = M_B = -0,3 \text{ M}^{\text{max}} = -9,28 \text{ KN.m.}$$

$$M_t = 0,85 \text{ M}^{\text{max}} = 26,30 \text{ KN.m.}$$

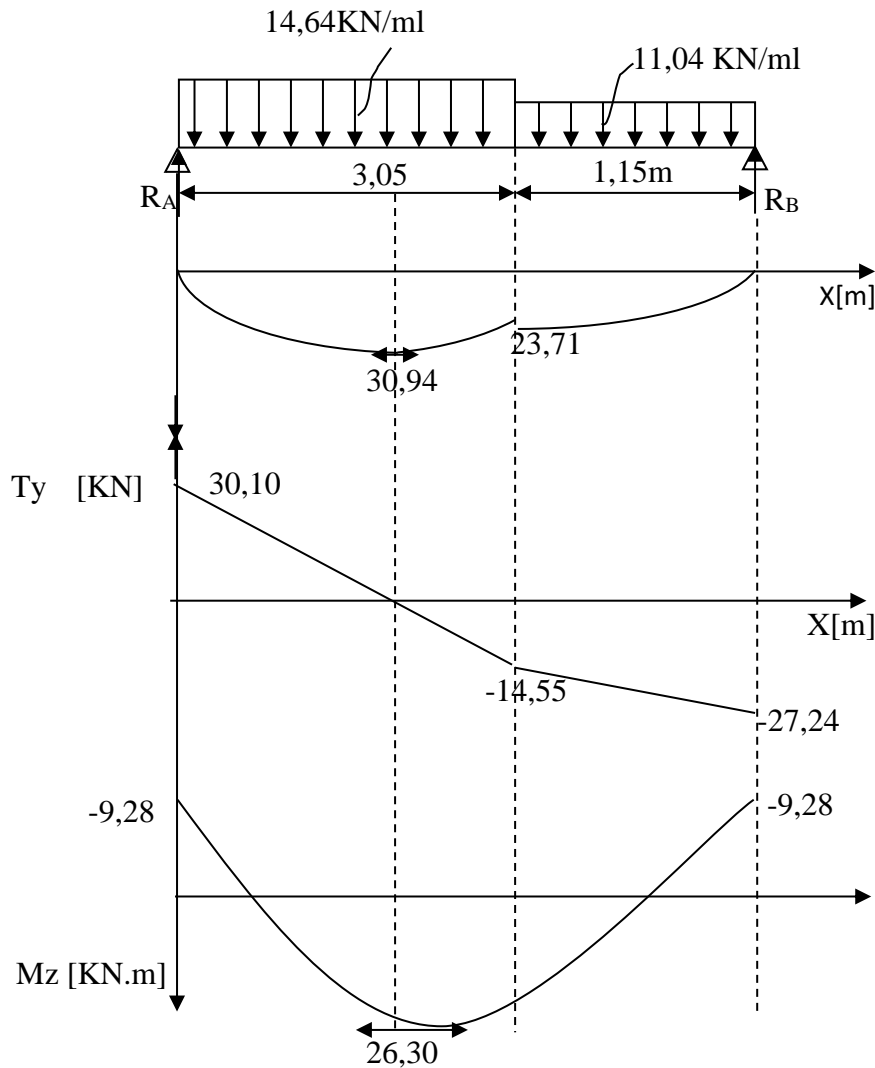


Figure III.5.4 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

**III.5.1.4 : Ferrailage des escaliers du RDC et s-sol :**

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bonde de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment.

**a. Aux appuis :**

- $M_A = -0,3M_{max} = -0,3 \times 30,94 = -9,28 \text{KN.m}$
- $d = 13 \text{ cm}$
- $c = 3 \text{ cm}$
- $b = 100 \text{ cm}$
- $h = 16 \text{ cm}$

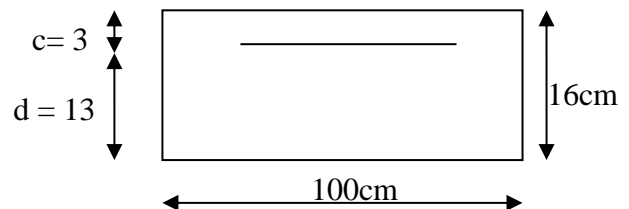


Figure III.5.5 : Schéma statique de ferrailage.

**Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{9,28 \times 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,038$$

$$\mu_b = 0,038 < \mu_1 = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,038 \Rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{9,28 \times 10^3}{0,981 \times 13 \times 348} = 2,09 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup>/ml** ; avec un espacement **S<sub>t</sub> = 25 cm**

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml** ; avec un espacement **S<sub>t</sub> = 25 cm**.

**b. En travée :**

$$M_u^t = 26,30 \text{ KN.m}$$

**Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{26,30 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,110 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \quad \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,110 \Rightarrow \beta = 0,942$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{26,30 \times 10^3}{0,942 \times 13 \times 348} = 6,17 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA12 = 6,78 cm<sup>2</sup>** ; avec un espacement **S<sub>t</sub> = 20 cm**.

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,695 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8/ml = 2,01 cm<sup>2</sup>** ; avec un espacement **S<sub>t</sub> = 25 cm**.

### III.5.1.5 : Vérification à L'ELU :

**a. Espacement des armatures : (Art A.8.2.42 /BAEL91)**

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

**Armatures principales :**  $S_t < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  .

Travée:  $s_t = 20\text{cm}$  }  
Appuis:  $s_t = 25\text{cm}$  }  $< 33\text{cm} \Rightarrow$  **condition vérifiée.**

**Armatures de répartition :**  $S_t < \min(4h ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$ .

Travée:  $s_t = 25\text{cm}$  }  
Appuis  $s_t = 25\text{cm}$  }  $< 45\text{cm} \Rightarrow$  **condition vérifiée.**

**b. Condition de non fragilité : .....A.4.2 BAEL91/modifiée99**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \frac{100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1,569 \text{ cm}^2$$

**En travée :**  $A = 6\text{HA}12 = 6,78 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.

**Aux appuis :**  $A = 4\text{HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.

**c. Vérification au cisaillement : .....A.5.1.1BAEL91/modifiée99**

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{d \cdot b_0} \leq \bar{\tau}_u$$

Pour la fissuration préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa}$

$$V_{\max} = 30,10 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{30,10 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,231 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires  $\Rightarrow$  **condition vérifiée**

**d. Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : ....A.6.1.3BAEL91/modifiée99**

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 \times d \times \Sigma U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} \quad (\text{tel que } \Psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

Avec :  $\Sigma U_i$  : Somme des périmètres utile des armatures.

$$\Sigma U_i = n \pi \varphi = 6 \times 3,14 \times 1,2 = 22,61 \text{ cm}$$

Avec  $\left\{ \begin{array}{l} n: \text{c'est le nombre des barres.} \\ \varphi: \text{c'est le diamètre des barres.} \end{array} \right.$

$$\tau_{se} = \frac{30,10 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 22,61} = 1,137 \text{ mm}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$  pas de risque d'entraînement des barres  $\Rightarrow$  **condition vérifié**

**e. Longueur du scellement : .....A.6.1.22BAEL91/modifiée99**

La longueur de scellent doit être :

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa.}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm.}$$

Les règles de BAEL91 modifié99 admettant que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale **0,4 ls** pour les aciers HA.

$$L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,32 = 16,93 \text{ cm.}$$

**f. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :**

**Influence sur le béton :**

$$T_u^{\max} < V_u$$

$$T_u^{\max} = 30,10 \text{ KN}$$

$$V_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{avec } a = 0,9d = 0,9 \times 0,13$$

$$V_u = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,13 \times 1}{1,5} = 780 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Influence sur les aciers :**

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{T_u^{\max}}{\sigma_{st}}$$

$$\frac{T_u^{\max}}{\sigma_{st}} = \frac{30,10 \times 10^3}{348} = 86,49 \text{ mm}^2$$

$$0,86 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

## III.5.1.6 : Calcul des moments et des efforts tranchants à L'ELS :

## a. Calcul des réactions d'appuis :

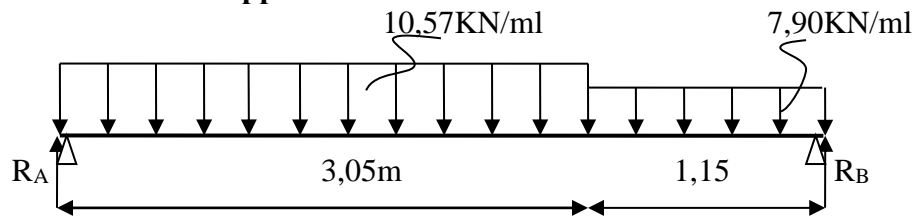


Figure III.5.6 : Schéma statique du chargement à l'ELS.

$$\Sigma F/Y = 0 \Rightarrow R_A + R_B - (10,57 \times 3,05) - (7,90 \times 1,15) = 0$$

$$R_A + R_B = 41,32 \text{ KN}$$

$$\Sigma M/B = 0 \Rightarrow (10,57 \times 3,05 \times 2,67) + (7,9 \times 1,15 \times 0,57) = R_A \times 4,20$$

$$4,20 R_A = 91,25 \text{ KN/m} \Rightarrow \begin{cases} R_A = 21,72 \text{ KN} \\ R_B = 19,60 \text{ KN} \end{cases}$$

## b. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

➤ 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 3,10 \text{ m}$  :

$$T_y = R_a - 10,57x$$

$$\text{Pour } x=0\text{m} \Rightarrow T_y = 21,72 \text{ KN.}$$

$$\text{Pour } x=3,05\text{m} \Rightarrow T_y = -10,52 \text{ KN.}$$

$$M_z = R_a x - 10,57 \frac{x^2}{2}$$

$$\text{Pour } x=0\text{m} \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } x=3,05 \text{ m} \Rightarrow M_z = 17,08 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment max : } T_y = 0 \text{ m} \Rightarrow 21,72 - 10,57x = 0 \Rightarrow x = 2,05 \text{ m}$$

$$M^{\max} = 22,31 \text{ KN.m}$$

➤ 2<sup>ème</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,05 \text{ m}$  :

$$T_y = 7,90x - R_B$$

$$\text{Pour } x=0\text{m} \Rightarrow T_y = -19,60 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x=1,15\text{m} \Rightarrow T_y = -10,52 \text{ KN}$$

$$M_z = -7,90 \frac{x^2}{2} + R_B x$$

$$\text{Pour } x=0\text{m} \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m.}$$

$$\text{Pour } x=1,15\text{m} \Rightarrow M_z = 17,31 \text{ KN.m.}$$

## c. Le diagramme des efforts internes (ELS) :

$$M_A = M_B = -0,3 \text{ M}^{\max} = -6,69 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 \text{ M}^{\max} = 18,96 \text{ KN.m}$$

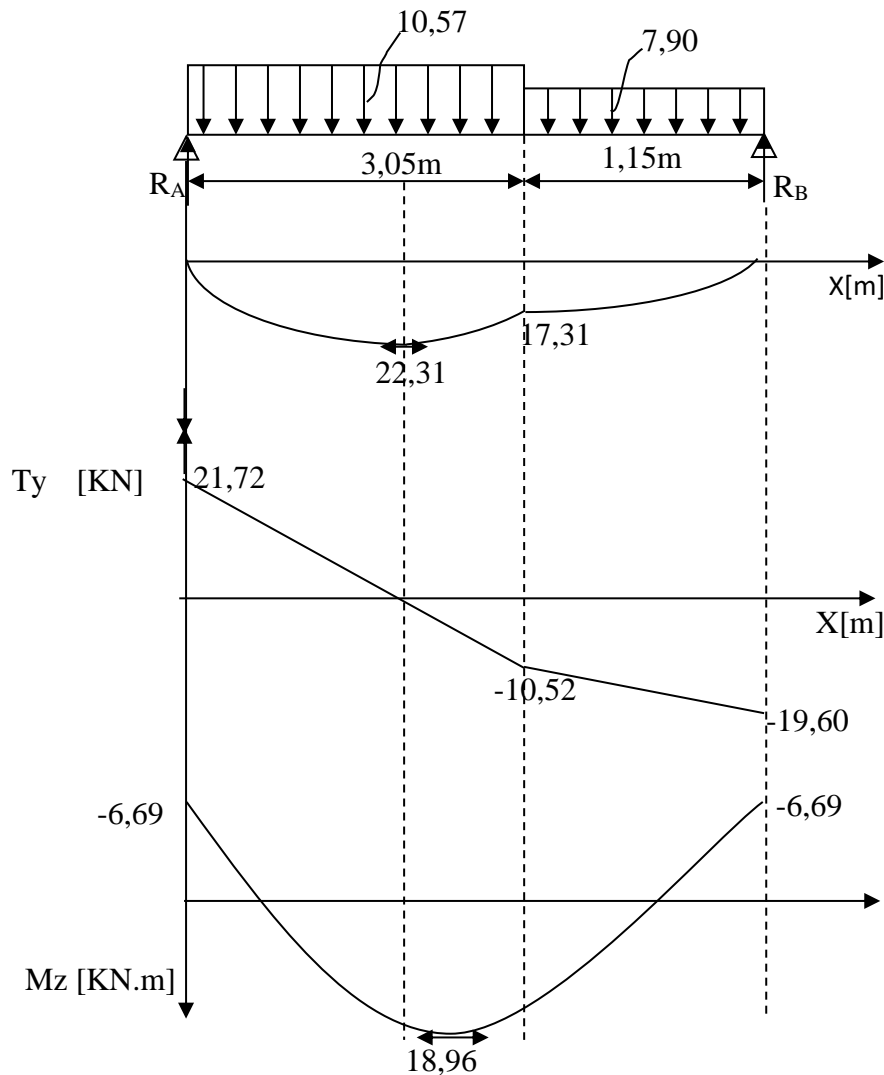


Figure III.5.12 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

**III.5.1.7 : Vérification à L'ELS :****a. Vérification des contraintes dans le béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

**En travée :  $M_t = 18,96 \text{ KN.m}$**

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 13} = 0,521$$

$$\rho_1 = 0,521 \Rightarrow \beta = 0,891 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{30,87} = 0,032$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_t \beta_1 d} = \frac{18,96 \times 10^3}{6,78 \times 0,891 \times 13} = 241,42 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,032 \times 241,42 = 7,820 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow$  **Condition Vérifiée.**

**Au appuis :  $M_a = -6,69 \text{ KN.m}$**

$$\rho_1 = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 15} = 0,209$$

$$\rho_1 = 0,209 \Rightarrow \beta = 0,926 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{52,57} = 0,019$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{A_a \beta_1 d} = \frac{6,69 \times 10^3}{3,14 \times 0,926 \times 13} = 176,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,019 \times 176,98 = 3,36 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

**b. Etat limite de déformation (BAEL91/ArtB.6.5.1)**

Selon les règles BAEL91 on peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont réunies :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_t}{bd} \geq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

- 1-  $\frac{h}{l} = \frac{16}{420} = 0,038 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$
- 2-  $\frac{M_t}{10M_0} = \frac{18,96}{10 \times 22,31} = 0,085 > \frac{h}{l} = 0,038 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$
- 3-  $\frac{A_t}{bd} = \frac{6,78}{100 \times 13} = 0,0052 > 0,010 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

La première et la deuxième vérification ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est indispensable.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s l^4}{E_v I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{420}{500} = 0,84$$

Avec:

$$q_s = \max(q_{ps} ; q_{pl}) = \max(10,57 ; 7,9) = 10,57 \text{ KN/ml.}$$

$E_v$ : module de déformation longitudinale différée.

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa.}$$

➤ **Calcul de  $I_0$  :**

$I_0$  : moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

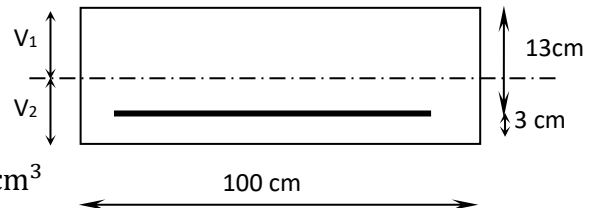
$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15 A_t (V_2 - c)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$  : Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_t d$$

$$S_{xx'} = \frac{(100 \times 16^2)}{2} + (15 \times 6,78 \times 13) = 14122,1 \text{ cm}^3$$



$B_0$  : surface de la section homogène.

$$B_0 = bh + 15 A_t = (100 \times 16) + (15 \times 6,78) = 1701,7 \text{ cm}^2.$$

$$V_1 = \frac{14122,1}{1701,7} = 8,30 \text{ cm} \Rightarrow V_2 = h - V_1 = 16 - 8,30 = 7,70 \text{ cm}$$

$$I_0 = (7,7^3 + 8,3^3) \frac{100}{3} + 15 \times 6,78 \times (7,7 - 3)^2$$

$$I_0 = 36523,88 \text{ cm}^4.$$

➤ **Calcul de  $I_{fv}$ :**

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \lambda_v}$$

$$\rho = \frac{A}{b d} = \frac{6,78}{100 \times 13} = 0,0052$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{(2+3 \frac{b_0}{b}) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2+3) \times 0,0052} = 1,61$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,0052 \cdot 241,42 + 2,1} ; 0 \right\} = 0,48$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 36523,88}{1 + 0,48 \times 1,61} = 22698,45 \text{ cm}^2.$$

**En fin :**

$$f = \frac{10,57 \times 10^3 \times 420^2}{10 \times 10818,86 \times 22698,45} = 0,75 \text{ cm}$$

$$f = 0,75 \text{ cm} < \bar{f} = 0,83 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### III.5.2 : Etude des escaliers des étages courants :

#### III.5.2.1 : Pré-dimensionnement des escaliers :

Il est constitué de deux volées :

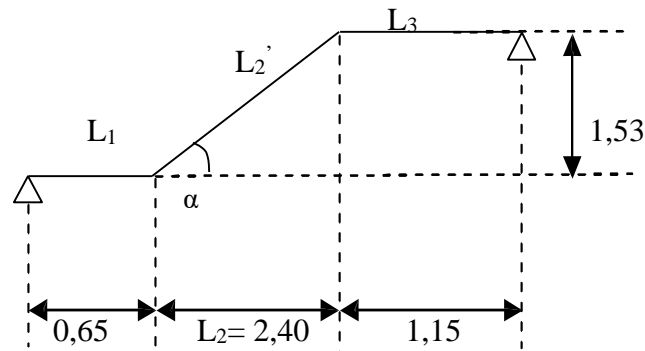


Figure III.5.7 : Schéma statique de la volée d'étage courant.

- **Le nombre de contremarche « n » :**

$$n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

- **Le nombre de marche « m » :**

$$m = n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ Marches}$$

- **Vérification de la loi de BLONDEL :**

$$59 \leq g + 2h \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 26 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

$$g = \frac{L_2}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm}$$

$$\text{On a : } 59 \leq 64 \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- **Pré dimensionnement de la paillasse et du palier :**

Le pré dimensionnement se fera comme une poutre simplement appuyée sur ces deux cotés et l'épaisseur doit vérifier :

$$\frac{l_0}{30} \leq e \leq \frac{l_0}{20}$$

Avec :  $l_0$  : longueur du palier et de la paillasse :  $l_0=L_1+L_2'+L_3$

$$\text{Tg}(\alpha) = \frac{h}{g} = \frac{17}{30} = 0,566 \Rightarrow \alpha=29,53^\circ$$

$$\text{Cos}\alpha = \frac{L_2}{L_2'} \Rightarrow L_2' = \frac{L_2}{\text{cos}\alpha} = \frac{240}{\text{cos}(29,53)} = 276\text{cm}$$

$$l_0 = L_1+L_2'+L_3 = 65+276 + 115 = 456\text{cm}$$

$$\text{Donc : } \frac{l_0}{30} \leq e \leq \frac{l_0}{20} \Rightarrow \frac{456}{30} \leq e \leq \frac{456}{20} \Rightarrow 15,2 \leq e \leq 22,8 \text{ cm}$$

On opte pour une paillasse et des volées d'épaisseurs : **ep = 16cm.**

**III.5.2.2 : Détermination des charges et des surcharges :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur et on considère une poutre simplement appuyée en flexion simple.

**a. Surcharge d'exploitation :** La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le DTR B.C.2.2 est :

$$Q = 2,5 \times 1\text{m} = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

**b. Charges permanentes :**

**Le palier :**

Eléments	Poids propre [KN/m]	
Poids propre de la palier	25 x 0,16 x 1,00	4,00
Couche de sable	18 x 0,02 x 1,00	0,36
Mortier	20 x 0,02 x 1,00	0,40
Carrelage	22 x 0,02 x 1,00	0,44
Enduit de plâtre	10 x 0,02 x 1,00	0,20
		<b>Gpalier=5,40</b>
		<b>Qpalier=2,50</b>

**Tableau III.5.3 : Charge et surcharge revenant au palier de l'étage courant.**

**La paillasse :**

Eléments	Poids propre [KN/m]	
Poids propre de la paillasse	$25 \times ep / \text{cos}\alpha$ $= 25 \times 0,16 / \text{cos}29,53$	4,59
Poids propre des marches	$25 \times ep / 2$ $= 25 \times 0,16 / 2$	2,00
Carrelage	22 x 0,02 x 1,00	0,44
Mortier de pose	20 x 0,02 x 1,00	0,40
Couche de sable	18 x 0,02 x 1,00	0,36
Enduit de plâtre	10x 0,02 x 1,00	0,20
		<b>G paillasse = 7,99</b>
		<b>Q paillasse = 2,50</b>

**Tableau III.5.4 : Charge et surcharge revenant à la paillasse de l'étage courant.**

**c. Combinaison de charge étage courant :**

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

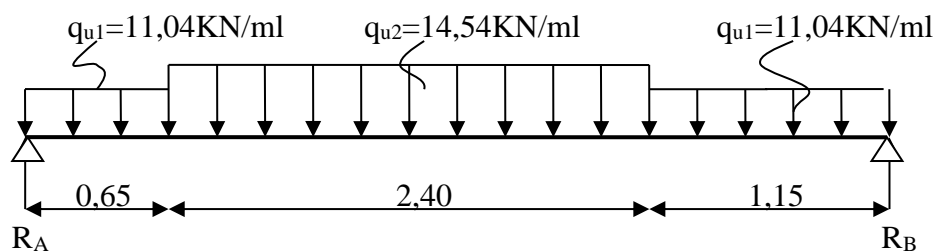
La paillasse :  $q_u^{\text{paillasse}} = 1,35 \times 7,99 + 1,5 \times 2,5 = 14,54 \text{ KN/ml.}$

Le palier :  $q_u^{\text{palier}} = 1,35 \times 5,40 + 1,5 \times 2,5 = 11,04 \text{ KN/ml.}$

**ELS :**  $q_u = (G + Q) 1m$

La paillasse :  $q_u^{\text{paillasse}} = 7,99 + 2,5 = 10,49 \text{ KN/ml.}$

Le palier :  $q_u^{\text{palier}} = 5,40 + 2,5 = 7,90 \text{ KN/ml.}$

**III.5.2.3 : Calcul des moments et des efforts tranchant à l'ELU :****a. Calcul des réactions d'appuis :**

**Figure III.5.8 : Schéma statique du chargement à l'ELU.**

$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B - (11,04 \times 0,65) - (14,54 \times 2,40) - (11,04 \times 1,15) = 0$$

$$R_A + R_B = 54,77 \text{ KN.}$$

$$\Sigma M_B = 0 \Rightarrow (11,04 \times 0,65 \times 3,875) + (14,54 \times 2,40 \times 2,35) + (11,04 \times 1,15 \times 0,575) = 4,20 R_A$$

$$4,20 R_A = 117,11 \Rightarrow \begin{cases} R_A = 27,88 \text{ KN} \\ R_B = 26,89 \text{ KN} \end{cases}$$

**b. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :****➤ 1<sup>er</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 0,45m$  :**

$$T_y = R_A - 11,04x$$

$$T_y = 27,88 - 11,04x$$

$$\text{Pour } x=0m \Rightarrow T_y = 27,88 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x=0,65m \Rightarrow T_y = 20,77 \text{ KN.}$$

$$M_z = R_A x - \frac{11,04}{2} x^2$$

$$M_z = 27,88x - \frac{11,04}{2} x^2$$

$$\text{Pour } x=0m \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } x=0,65 \Rightarrow M_z = 15,79 \text{ KN.m}$$

**➤ 2<sup>eme</sup> tronçon :  $0,65 \leq x \leq 3,05m$** 

$$T_y = R_A - (11,04 \times 0,65) - [14,54 (x - 0,65)]$$

$$\text{Pour } x=0,65m \Rightarrow T_y = 20,70 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x=3,05m \Rightarrow T_y = -14,19 \text{ KN}$$

$$M_z = R_{Ax} - [(11,04 \times 0,65)(0,325 + (x - 0,65))] - [7,27(x - 0,65)^2]$$

$$\text{Pour } x = 0,65\text{m} \Rightarrow M_z = 15,79 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } x = 3,05\text{m} \Rightarrow M_z = 21,20 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment max : } R_A - (11,04 \times 0,65) - 14,54(x - 0,65) = 0 \Rightarrow x = 2,07\text{m}$$

$$M^{\max} = 29,11 \text{ KN.m}$$

➤ 3<sup>eme</sup> tronçon :  $0 \leq x \leq 1,15\text{m}$

$$T_y = 11,04x - R_B$$

$$\text{Pour } x = 0\text{m} \Rightarrow T_y = -26,89 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x = 1,15\text{m} \Rightarrow T_y = -14,19 \text{ KN.}$$

$$M_z = R_{Bx} - \frac{11,04}{2} x^2$$

$$\text{Pour } x = 0\text{m} \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } x = 1,15\text{m} \Rightarrow M_z = 23,62 \text{ KN.m.}$$

### c. Les diagrammes des efforts internes (ELU) :

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients pour le moment  $M^{\max}$  aux niveaux des appuis et en travée.

$$M_A = M_B = 0,3 M^{\max} = 8,73 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,85 M^{\max} = 24,74 \text{ KN.m}$$

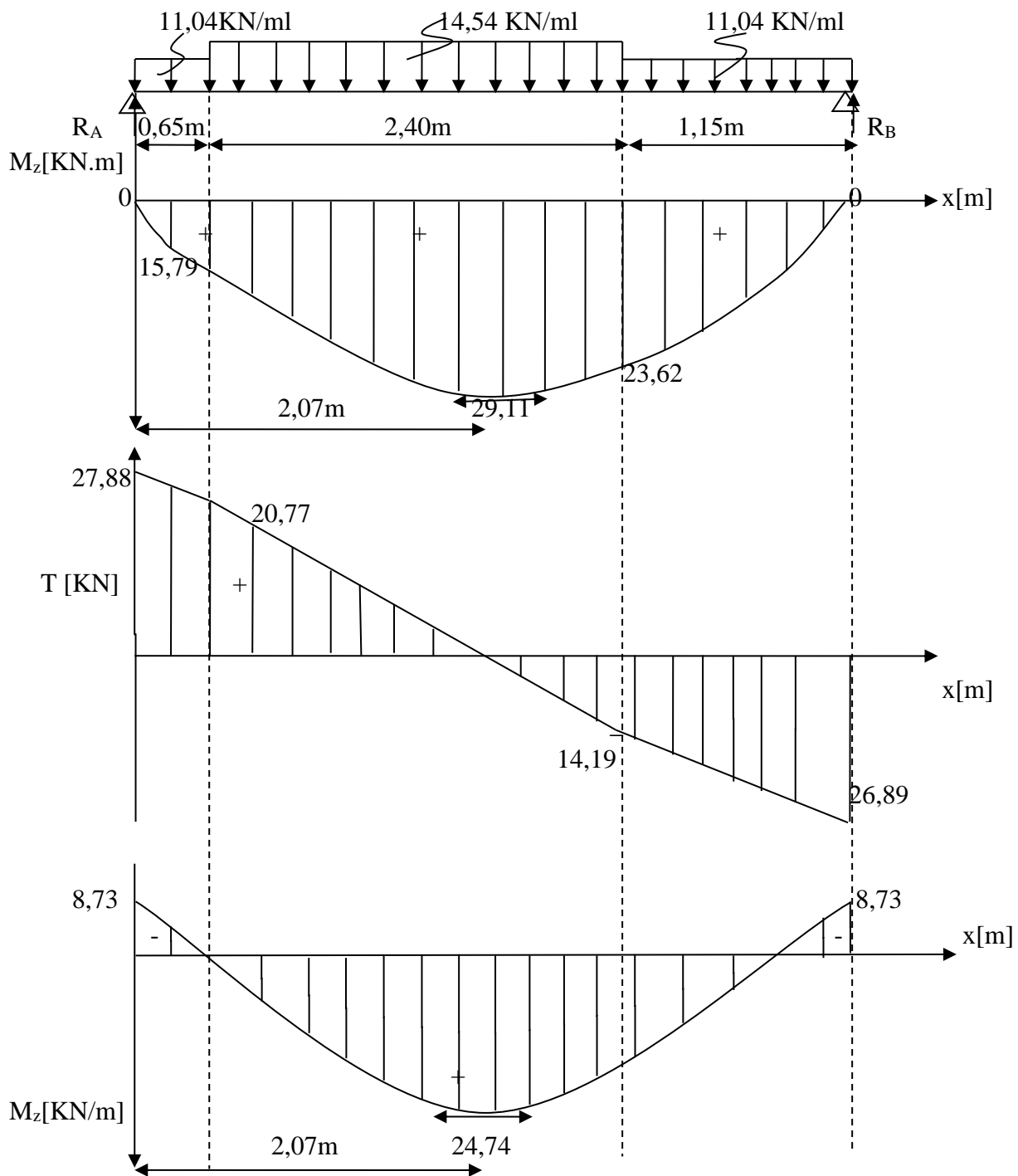


Figure III.5.9 : diagramme des efforts internes à l'ELU.

**III.5.2.4 : Ferrailage des escaliers des étages courants :**

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire, soumise à la flexion simple pour une bonde de (1m), en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment.

**a. Aux appuis :**

$$M_A = -0,3M_{\max} = -0,3 \times 29,11 = -8,73 \text{ KN.m}$$

$$d = 13 \text{ cm}$$

$$c = 3 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 16 \text{ cm}$$

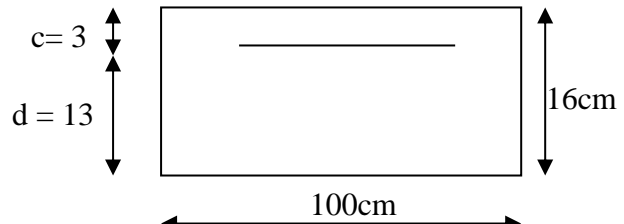


Figure III.5.10 : Schéma statique de ferrailage.

**Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_A}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8,73 \times 10^3}{100 \cdot 13^2 \cdot 14,2} = 0,036$$

$$\mu_b = 0,036 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,036 \Rightarrow \beta = 0,982$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{8,73 \times 10^3}{0,982 \times 13 \times 348} = 1,96 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10 = 3,14 cm<sup>2</sup>** ; avec un espacement **S<sub>t</sub> = 25 cm**.

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8 = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml** ; avec un espacement **S<sub>t</sub> = 25 cm**.

**b. En travée :**

$$M_u^t = 24,74 \text{ KN.m}$$

**Armatures principales :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{24,74 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,103 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu_b = 0,103 \Rightarrow \beta = 0,945$$

$$A_t = \frac{M_a}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{24,74 \times 10^3}{0,945 \times 13 \times 348} = 5,78 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA12 = 6,78 cm<sup>2</sup>** ; avec un espacement **S<sub>t</sub> = 20 cm**.

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{6,78}{4} = 1,695 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8/ml = 2,01 cm<sup>2</sup>** ; avec un espacement **S<sub>t</sub> = 25 cm**.

**III.5.2.5 : Vérification à L'ELU :****a. Espacement des armatures : (Art A.8.2.42 /BAEL91)**

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

**Armatures principales :**  $S_t < \min(3h ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$  .

Travée:  $s_t = 20\text{cm}$  }  
Appuis:  $s_t = 25\text{cm}$  }  $< 33\text{cm} \Rightarrow$  **condition vérifiée.**

**Armatures de répartition :**  $S_t < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$ .

Travée:  $s_t = 25 \text{ cm}$   
Appuis  $s_t = 25 \text{ cm}$  }  $< 45 \text{ cm} \Rightarrow$  **condition vérifiée.**

**b. Condition de non fragilité : .....A.4.2 BAEL91/modifiée99**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{b d f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \frac{100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1,569 \text{ cm}^2$$

**En travée :**  $A = 6 \text{ HA}12 = 6,78 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.

**Aux appuis :**  $A = 4 \text{ HA}10 = 3,14 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  condition vérifiée.

**c. Vérification au cisaillement : .....A.5.1.1 BAEL91/modifiée99**

On doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{d b_0} \leq \bar{\tau}_u$$

Pour la fissuration préjudiciable :  $\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ mpa} \right\} = 3,33 \text{ Mpa}$

$$V_{\max} = 27,88 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{27,88 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0,214 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires  $\Rightarrow$  **condition vérifiée**

**d. Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres : ....A.6.1.3 BAEL91/modifiée99**

On doit vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0,9 x d x \Sigma U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} \quad (\text{tel que } \Psi_s = 1,5 \text{ pour les aciers HA})$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ Mpa}$$

$\Sigma U_i$  = Somme des périmètres utile des armatures.

$$\Sigma U_i = n \pi \phi = 6 \times 3,14 \times 1,2 = 22,608 \text{ cm}$$

Avec  $\begin{cases} n: \text{c'est le nombre des barres.} \\ \phi: \text{c'est le diamètre des barres.} \end{cases}$

$$\tau_{se} = \frac{27,88 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 22,608} = 1,054 \text{ mm}$$

$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se}$  Pas de risque d'entraînement des barres  $\Rightarrow$  **condition vérifiée**

**e. Longueur du scellement : .....A.6.1.22 BAEL91/modifiée99**

La longueur de scellement doit être :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times (1,5)^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ Mpa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,32 \text{ cm}$$

Les règles de BAEL91 modifié99 admettant que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale  $0,4 l_s$  pour les aciers HA.

$$L_a = 0,4 \times L_s = 0,4 \times 42,32 = 16,93 \text{ cm}$$

#### f. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :

##### Influence sur le béton :

$$T_u^{\max} < V_u$$

$$T_u^{\max} = 27,88 \text{ KN}$$

$$V_u = \frac{0,4 \times f_{c28} \times a \times b}{\gamma_b} \quad \text{avec } a = 0,9d = 0,9 \times 0,13$$

$$V_u = \frac{0,4 \times 25 \times 10^3 \times 0,9 \times 0,13 \times 1}{1,5} = 780 \text{ KN} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

##### Influence sur les aciers :

On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{T_u^{\max}}{\sigma_{st}}$$

$$\frac{T_u^{\max}}{\sigma_{st}} = \frac{27,88 \times 10^3}{348} = 80,11 \text{ mm}^2$$

$$0,80 \text{ cm}^2 < 3,14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

### III.5.2.6 : Calcul des moments et des efforts tranchants à L'ELS :

#### a. Calcul des réactions d'appuis :

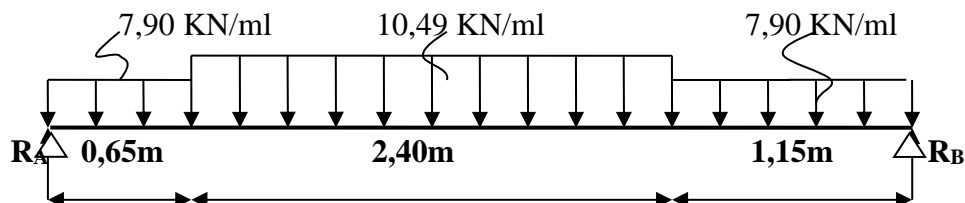


Figure III.5.11 : Schéma statique du chargement à l'ELS.

$$\Sigma F/Y = 0 \Rightarrow R_A + R_B - (7,90 \times 0,65) - (10,49 \times 2,40) - (7,90 \times 1,15) = 0$$

$$R_A + R_B = 39,40$$

$$\Sigma M/B = 0 \Rightarrow 4,2R_A = (7,90 \times 0,65 \times 3,875) + (10,49 \times 2,40 \times 2,35) + (7,90 \times 1,15 \times 0,575)$$

$$4,2R_A = 84,28 \Rightarrow \begin{cases} R_A = 20,07 \text{ KN} \\ R_B = 19,33 \text{ KN} \end{cases}$$

#### b. Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

##### ➤ 1<sup>er</sup> tronçon : $0 \text{ m} \leq x \leq 0,45 \text{ m}$

$$T_y = R_A - 7,90x$$

$$\text{Pour } x=0 \text{ m} \Rightarrow T_y = 20,07 \text{ KN}$$

$$\text{Pour } x=0,65 \text{ m} \Rightarrow T_y = 14,93 \text{ KN}$$

$$M_z = -\frac{8,15}{2} x^2 + R_{AX}$$

Pour  $x=0\text{m} \Rightarrow M_z = 0 \text{ KN.m}$

Pour  $x=0,65\text{m} \Rightarrow M_z = 11,32\text{KN.m}$ .

➤ **2<sup>ème</sup> tronçon :  $0,65\text{m} \leq x \leq 3,05\text{m}$**

$$T_y = R_A - (7,90 \times 0,65) - 10,49(x-0,65)$$

Pour  $x=0,65\text{m} \Rightarrow T_y = 14,93 \text{ KN}$

Pour  $x=3,05\text{m} \Rightarrow T_y = -10,24 \text{ KN}$

$$M_z = R_{AX} - [(7,90 \times 0,65)(0,325 + (x-0,65))] - [5,245(x-0,65)^2]$$

Pour  $x=0,65\text{m} \Rightarrow M_z = 11,37\text{KN.m}$

Pour  $x=3,05\text{m} \Rightarrow M_z = 14,60 \text{ KN.m}$ .

**Moment max :**  $T_y = 0 \Rightarrow 20,07 - (7,90 \times 0,65) - 10,49(x-0,65) = 0 \Rightarrow x = 2,07 \text{ m}$

**$M^{\max} = 20,58 \text{ KN.m}$ .**

➤ **3<sup>ème</sup> tronçon :  $0\text{m} \leq x \leq 1,35\text{m}$**

$$T_y = 7,90x - 19,33$$

Pour  $x=0\text{m} \Rightarrow T_y = -19,33 \text{ KN}$ .

Pour  $x=1,15\text{m} \Rightarrow T_y = -10,24 \text{ KN}$ .

$$M_z = 19,33x - \frac{7,9}{2} x^2$$

Pour  $x=0\text{m} \Rightarrow M_z = 0\text{KN.m}$

Pour  $x=1,15\text{m} \Rightarrow M_z = 17,00\text{KN.m}$

**c. Diagramme des efforts internes à L'ELS :**

Afin de tenir compte de semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment  $M^{\max}$  au niveau des appuis et en travée :

Aux appuis  $M_A = M_B = -0,3 M^{\max} = -6,17\text{KN.m}$

En travée  $M_t = 0,85 M^{\max} = 17,49 \text{ KN.m}$ .

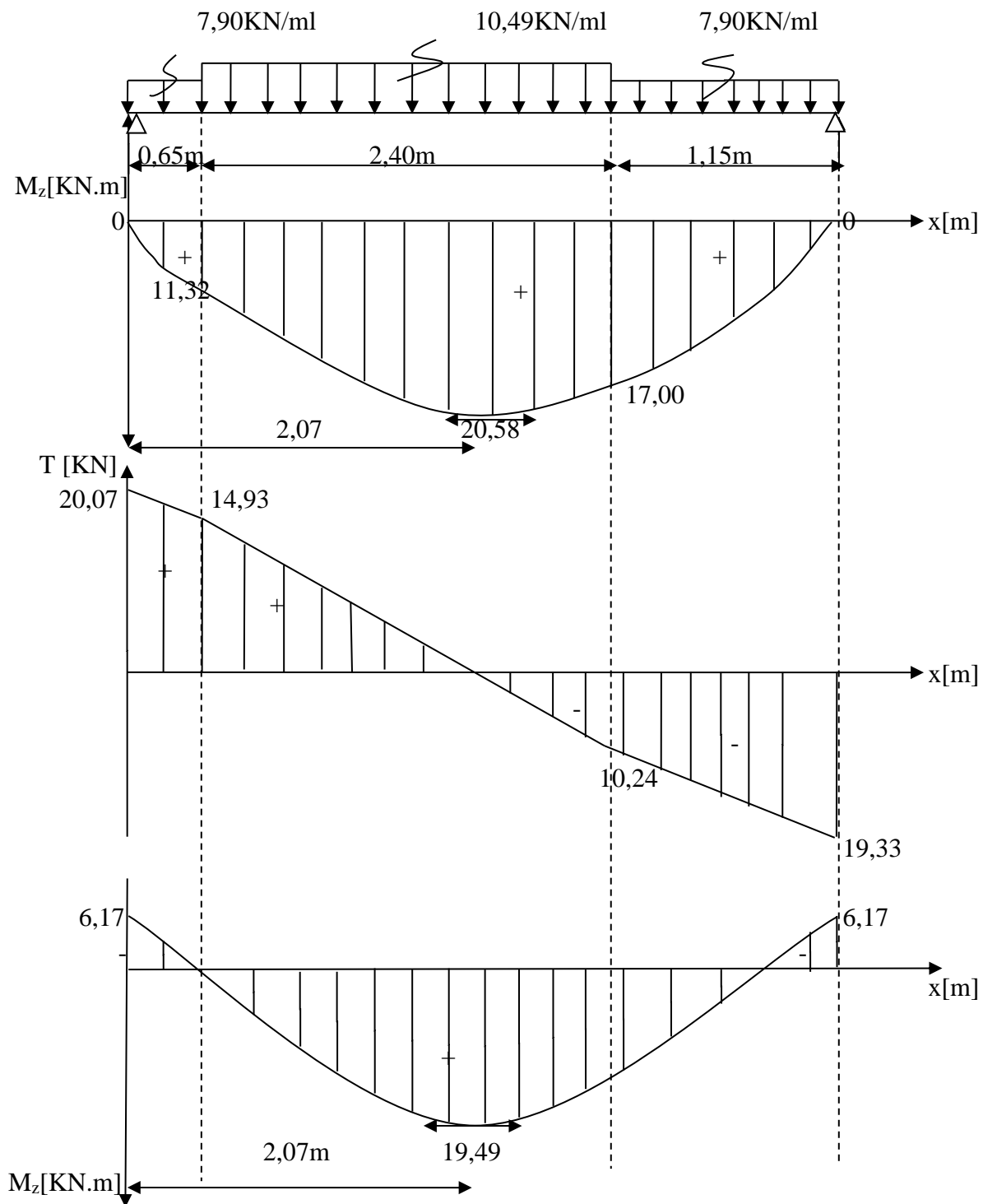


Figure III.5.12 : diagramme des efforts internes à l'ELS.

**III.5.2.7 : Vérification à L'ELS :****a. Vérification des contraintes dans le béton :**

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = K\sigma_s \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

**En travée :  $M_t = 17,49 \text{ KN.m}$**

$$\rho_l = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 6,78}{100 \times 13} = 0,522$$

$$\rho_l = 0,522 \Rightarrow \beta_1 = 0,891 \Rightarrow K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{30,87} = 0,032$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{A_t \beta_1 d} = \frac{17,49 \times 10^3}{6,78 \times 0,891 \times 13} = 222,71 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,032 \times 222,71 = 7,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

**Appuis A :  $M_a = 6,17 \text{ KN.m}$**

$$\rho_l = \frac{100 A_a}{bd} = \frac{100 \times 3,14}{100 \times 13} = 0,241$$

$$\rho_l = 0,241 \Rightarrow \beta = 0,921 \quad K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{48,29} = 0,021$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{A_a \beta_1 d} = \frac{6,17 \times 10^3}{3,14 \times 0,921 \times 13} = 164,12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \sigma_s = 0,021 \times 164,12 = 3,45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

**b. Etat limite de déformation (BAEL91/ArtB.6.5.1)**

Selon les règles BAEL91 on peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont réunies :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A_t}{bd} \geq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

$$1- \frac{h}{l} = \frac{16}{420} = 0,038 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$2- \frac{M_t}{10M_0} = \frac{17,49}{10 \times 20,58} = 0,085 > \frac{h}{l} = 0,038 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$$

$$3- \frac{A_t}{bd} = \frac{6,78}{100 \times 13} = 0,0052 > 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

La première et la deuxième vérification ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est indispensable.

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s l^4}{E_v I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{420}{500} = 0,84$$

Avec :

$$q_s = \max(q_{ps} ; q_{pl}) = \max(10,49 ; 7,9) = 10,49 \text{ KN/ ml.}$$

$E_v$ : module de déformation longitudinale différée.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa.}$$

➤ **Calcul de  $I_0$  :**

$I_0$  : moment d'inertie de la section homogène, par rapport au centre de gravité.

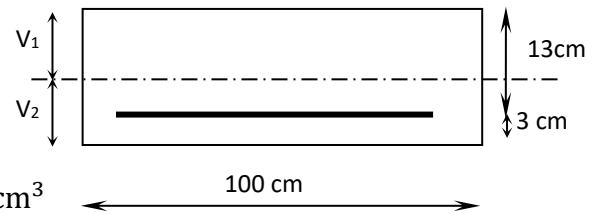
$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_t (V_2 - c)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx'}}{B_0}$$

$S_{xx'}$  : Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx'} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t d$$

$$S_{xx'} = \frac{(100 \times 16^2)}{2} + (15 \times 6,78 \times 13) = 14122,1 \text{ cm}^3$$



$B_0$  : surface de la section homogène.

$$B_0 = bh + 15A_t = (100 \times 16) + (15 \times 6,78) = 1701,7 \text{ cm}^2.$$

$$V_1 = \frac{14122,1}{1701,7} = 8,30 \text{ cm} \Rightarrow V_2 = h - V_1 = 16 - 8,30 = 7,70 \text{ cm}$$

$$I_0 = (8,30^3 + 7,70^3) \frac{100}{3} + 15 \times 6,78 \times (7,70 - 3)^2$$

$$I_0 = 36523,8 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul de  $I_{fv}$  :**

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \lambda_v}$$

$$\rho = \frac{A}{b d} = \frac{6,78}{100 \times 13} = 0,0052$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + 3) \times 0,0052} = 1,61$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,0052 \cdot 222,71 + 2,1} ; 0 \right\} = 0,45$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 36523,8}{1 + 0,45 \times 1,61} = 23297,29 \text{ cm}^2$$

**En fin :**

$$f = \frac{10,49 \times 10^3 \times 420^2}{10 \times 10818,86 \times 23297,29} = 0,73 \text{ cm}$$

$$f = 0,73 \text{ cm} < \bar{f} = 0,84 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**III.5.3 : Conclusion :**

Les escaliers sont ferrailés comme suit :

**a. En travées :**

$$6\text{HA}12 \text{ (sens x-x)} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

$$4\text{HA} 8 \text{ (sens y-y)} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm.}$$

**b. Aux appuis :**

$$4\text{HA}10 \text{ (sens x-x)} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm.}$$

$$4\text{HA}8 \text{ (sens y-y)} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm.}$$

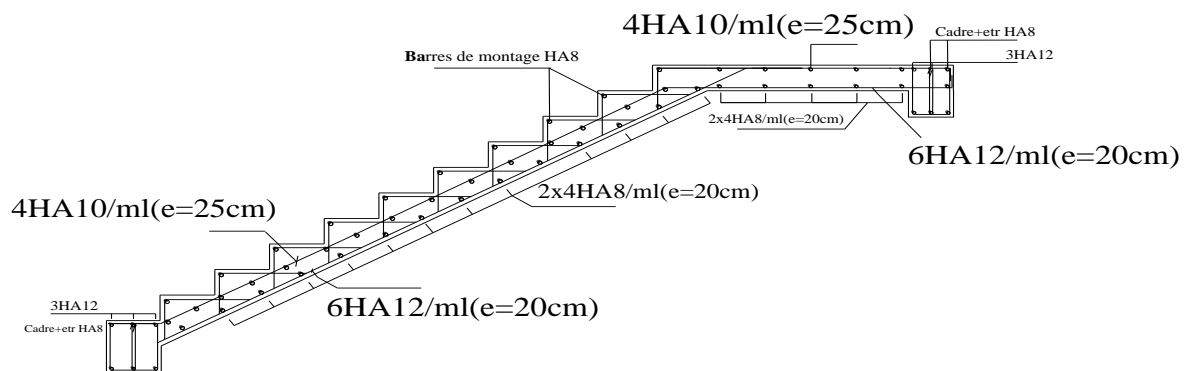


Figure III.5.13 : Schéma de ferrailage des escaliers RDC et sous-sol.

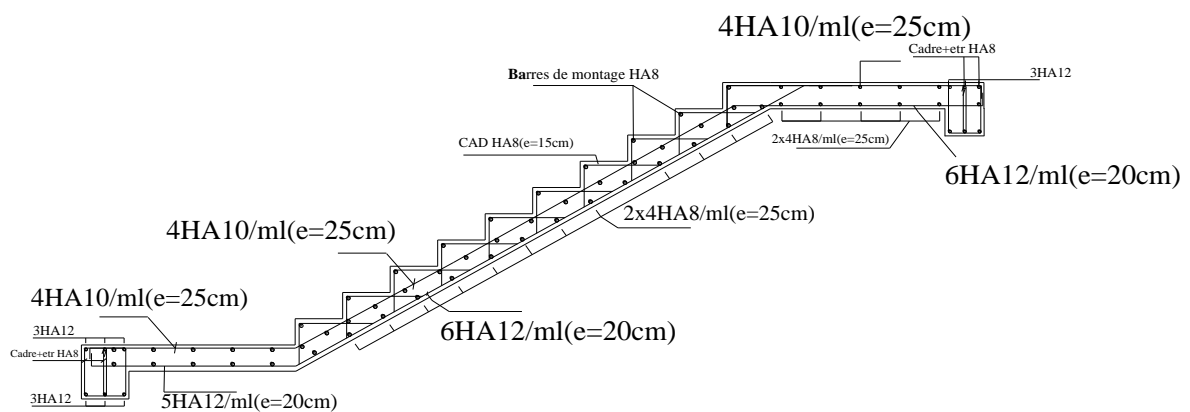


Figure III.5.14 : Schéma de ferrailage des escaliers étage courant.

### III.6 : Calcul de la poutre palière :

#### III.6.1 : Introduction :

Les paliers de repos de l'escalier reposent sur une poutre palière destinée à supporter son poids propre, le poids du mur en maçonnerie, et la réaction de la paillasse elle est partiellement encastrée dans les poteaux.

Sa portée est de 3,95 m.

Son pré dimensionnement a été déjà calculé dans le chapitre 2, dont les valeurs obtenues pour sa hauteur et sa largeur sont :

$$\begin{cases} h = 30\text{cm} \\ b = 25\text{cm} \end{cases}$$

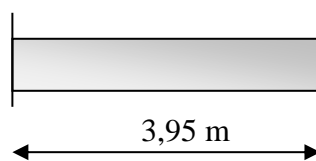


Figure III.6.1 : Schéma statique de la poutre.

#### III.6.2 : Détermination des charges et surcharges :

Poids propre de la poutre :  $G_1 = 25 \times 0,30 \times 0,25 = 1,875 \text{ KN/ml}$

Poids du mur extérieur :  $P = h \times \rho_{\text{mur ext}} = (4,08 - 0,30) \times 2,40 = 9,07 \text{ KN/ml}$

$$G = 10,94 \text{ KN/ml}$$

Réaction du palier a l'ELU :  $R_{Au} = 30,10 \text{ KN/ml}$

Réaction du palier a l'ELS :  $R_{As} = 21,72 \text{ KN/ml}$  (le plus défavorable étant l'escalier du RDC.)

#### III.6.3 : Calcul à l'ELU :

##### a. Calcul des efforts internes :

$$q_u = 1,35G + R_u$$

$$q_u = 1,35 \times 10,94 + 30,10 = 44,87 \text{ KN/ml.}$$

##### b. Réaction d'appuis :

$$\Sigma F = 0 \Rightarrow R_A = R_B = \frac{q_u \cdot l}{2}$$

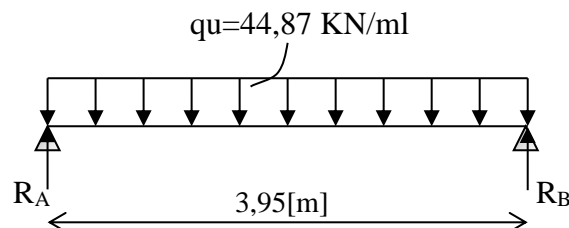
$$\Rightarrow R_A = R_B = 88,61 \text{ KN.}$$

##### c. Moment isostatique :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{44,87 \times 3,95^2}{8} = 87,51 \text{ KN.m}$$

##### d. Effort tranchant :

$$T_u = R_A = R_B = 88,61 \text{ KN/ml.}$$



Tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_u^t = 0,85 \times 87,51 = 74,38 \text{ KN.m.}$$

$$M_u^a = -0,30 \times 87,51 = -26,25 \text{ KN.m.}$$

Les résultants sont représentés sur le diagramme suivant :

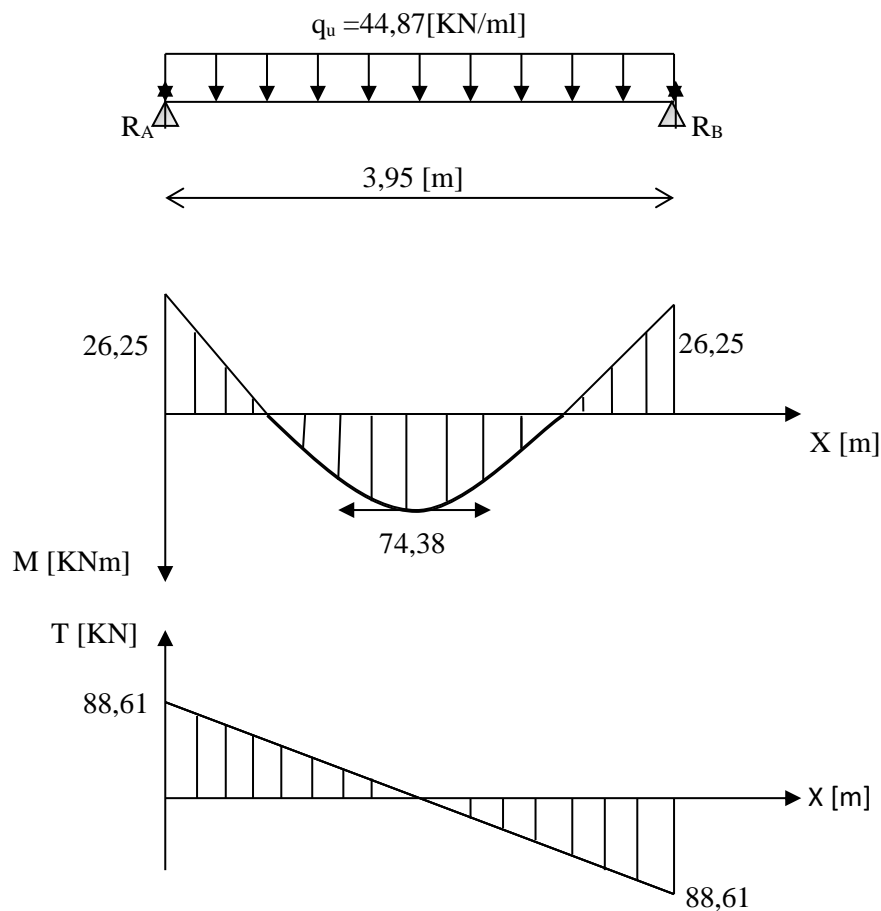


Figure III.6.2 : Diagramme des M et T à l'ELU.

### III.6.4 : Calcul des armatures :

#### a. En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{74,38 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,268 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Du tableau on a :  $\beta = 0,841$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{74,38 \times 10^3}{0,841 \times 28 \times 348} = 9,07 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA14 = 9,24 cm<sup>2</sup>.

#### b. Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bc}} = \frac{26,25 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,094 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

Du tableau on a :  $\beta = 0,951$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{26,25 \times 10^3}{0,951 \times 28 \times 348} = 2,83 \text{ cm}^2$$

Soit : 3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>.

**III.6.5 : Vérification à l'ELU :****a. Condition de non fragilité :**

On doit vérifier :  $A_s \geq A_{\min} = 0,23bd \times f_{t28}/f_e$

$$A_{\min} = 0,23 \times 25 \times 28 \times (2,1/400) = 0,845 \text{ cm}^2$$

Pour chaque section d'armature calculée, soit aux appuis ou en travée :

$$A_s > A_{\min} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b. Contrainte tangentielle : (BAEL91/modifier99 artA.6.1.21)**

On doit vérifier :  $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} = \frac{88,61 \times 10^3}{250 \times 280} = 1,265 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1,265 < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

**c. Contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres :**

Il faut vérifier que :  $\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} = \Psi f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$ .

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9d \sum u_i}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \sum u_i = 6 \times 3,14 \times 1,4 = 26,376 \text{ cm.} \\ V_u^{\max} = R_A = R_B = 88,61 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{88,61 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 263,76} = 1,33 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**d. Longueur de scellement :**

La longueur de scellement droit est donnée par la loi :

$$l_s = \frac{\varphi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_u}$$

$$\text{Avec : } \tau_u = 0,6 \Psi^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa.}$$

$$l_s = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,38 \text{ cm} \Rightarrow l_s = 50 \text{ cm.}$$

Comme  $l_s$  dépasse l'épaisseur de la poutre, les armatures doivent comportés des crochets, la longueur de scellement mesurée hors crochets est :

$$L_t = 0,4l_s = 0,4 \times 50 = 20 \text{ cm.}$$

**e. Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis :****➤ Influence sur le béton :**

$$T_u^{\max} \leq T_u$$

$$T_u \leq \frac{0,4 \times f_{c28} \times 0,9d \times b}{\gamma_b} = \frac{0,4 \times 25 \times 0,9 \times 280 \times 250 \times 10^{-3}}{1,5} = 420 \text{ KN}$$

$$T_u^{\max} = 89,39 \leq T_u = 495 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Influence sur les armatures :**

On doit vérifier que :  $A_a \geq \frac{T_u^{max}}{\sigma_{st}}$

$$\frac{T_u^{max}}{\sigma_{st}} = \frac{88,61 \times 10^3}{348} = 254,62 \text{ mm}^2$$

$A_{adoptée} = 3,39 \text{ cm}^2 \geq 2,54 \text{ cm}^2 \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

Les armatures calculées sont suffisantes.

**f. Diamètre des armatures transversales :**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la formule suivante :

$$\varphi_t < \min \left\{ \frac{h}{35}; \varphi_1; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\begin{cases} \frac{h}{35} = \frac{30}{35} = 0,85 \text{ cm} \\ \varphi_1 = 1,4 \text{ cm} \\ \frac{b_0}{10} = \frac{25}{10} = 2,5 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{On prend } \varphi_t = 1 \text{ cm}$$

Soit  $A_t = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement des armatures transversales  $S_t$  :**

Selon le **BAEL91/modifier 99 Art A.5.1.22** on aura :

$$S_{tmax} \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_{t1} \leq \min (25,2 ; 40\text{cm}) \Rightarrow S_{t1} = 25 \text{ cm.}$$

D'après le **RPA2003 Art5.7.2.2**, l'espacement est donné selon deux zones :

- **La zone nodale :**  $S_t \leq \min (h/4 ; 12\varphi) = \min (7,5 ; 16,8)$   
 $S_t = 7 \text{ cm}$
- **En dehors de la zone nodale :**  $S_t \leq h/2 = 15 \text{ cm}$   
 On prend  $S_t = 15 \text{ cm.}$

➤ **Vérification des armatures transversales : (RPA2003/Art 7.5.2.2)**

$$A_{tmin} = 0,003 \times S_t \times b \leq A_t$$

$$A_{tmin} = 0,003 \times 7 \times 25 = 0,525 \text{ cm}^2 \leq 1,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

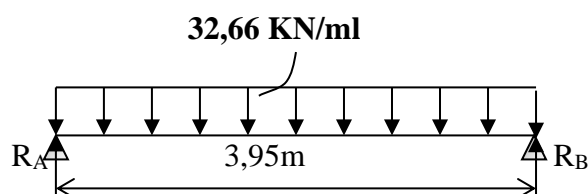
$$A_{tmin} = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2 \leq 1,57 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**III.6.6 : Calcul à l'ELS :**

**a. Combinaison de charges :**

$$q_s = G + R_{As}$$

$$q_s = 10,94 + 21,72 = 32,66 \text{ KN/ml}$$



**b. Réaction d'appuis :**

$$\Sigma F = 0 \Rightarrow R_A = R_B = \frac{q_u \cdot l}{2}$$

$$\Rightarrow R_A = R_B = 64,50 \text{ KN}$$

**c. Moment isostatique :**

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{32,66 \times 3,95^2}{8} = 63,69 \text{ KN.m}$$

**d. Effort tranchant :**

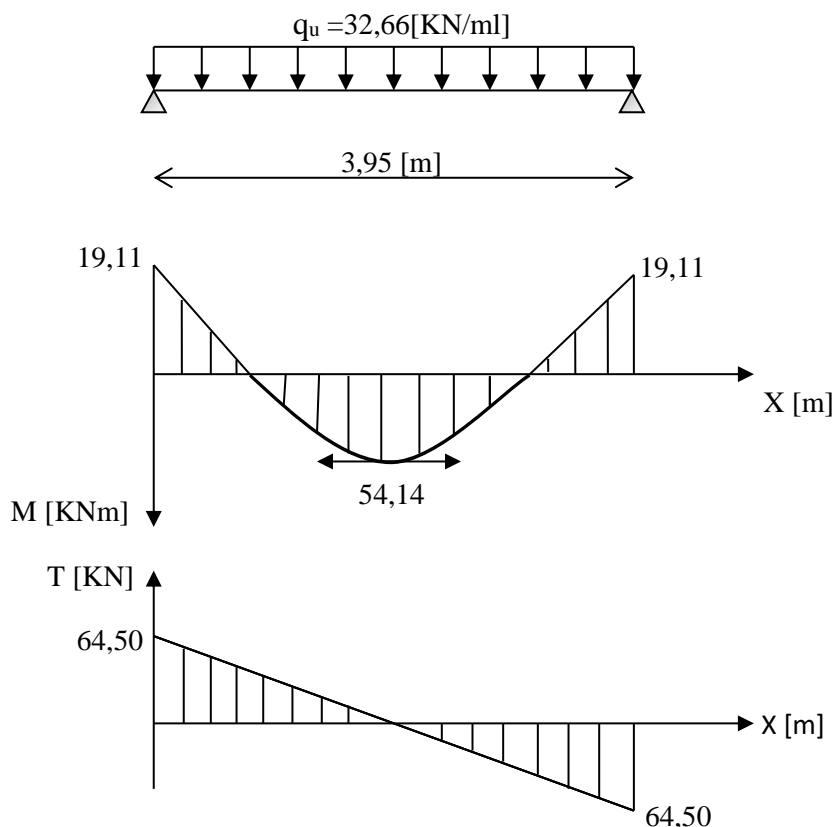
$$T_u = R_A = R_B = 64,50 \text{ KN/ml}$$

- Tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_u^t = 0,85 \times 63,69 = \mathbf{54,14 \text{ KN.m.}}$$

$$M_u^a = -0,30 \times 63,69 = \mathbf{-19,11 \text{ KN.m.}}$$

Les résultants sont sur le diagramme suivant :



**Figure III.6.3 : Diagramme des M et T à l'ELS.**

**III.6.7 : Vérification à l'ELS :****a. Etat limite de compression du béton :**

$$\sigma_b \leq 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\rho_l = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,483$$

Des tableaux en a :

$$\beta = 0,895 \quad K = \frac{1}{32,62} = 0,030$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a}{A\beta d} = \frac{19,11 \times 10^3}{3,39 \times 0,895 \times 28} = 224,95 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,030 \times 224,95 = 6,74 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **En travée :**

$$\rho_1 = \frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \times 9,24}{25 \times 28} = 1,32$$

Par interpolation des tableaux en a :

$$\beta = 0,846 \quad K = \frac{1}{17,47} = 0,057$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A\beta d} = \frac{54,14 \times 10^3}{9,24 \times 0,846 \times 28} = 247,35 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0,057 \times 247,35 = 14,07 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**b. Etat limite de déformation :(BAEL91/Art B.6.5, 2)**

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

- 1-  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{395} = 0,075 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$
- 2-  $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{30}{395} = 0,075 > \frac{54,14}{10(63,69)} = 0,085 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$
- 3-  $\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{9,24}{25 \times 28} = 0,0132 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition non vérifiée.}$

La deuxième et la troisième condition ne sont pas vérifiées, donc la vérification de la flèche est indispensable.

$$f = \frac{M_t^2 l^2}{10E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{420}{500} = 0,84 \text{ m}$$

Avec:  $E_v$ : module de déformation longitudinale différée.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa.}$$

➤ **Calcul de  $I_0$  :**

$I_0$  : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité.

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_t (V_2 - c)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$S_{xx}$  : Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t d.$$

$B_0$  : surface de la section homogène.

$$B_0 = bh + 15A_t$$

$$V_1 = \frac{11250 + (15 \times 9,24 \times 28)}{(25 \times 30) + (15 \times 9,24)} = 17,02 \text{ cm} \Rightarrow V_2 = h - V_1 = 30 - 17,02 = 12,98 \text{ cm}$$

$$I_0 = (17,02^3 + 12,98^3) \frac{100}{3} + 15 \times 9,24 \times (12,98 - 2)^2$$

$$I_0 = 253950,87 \text{ cm}^2.$$

➤ **Calcul de  $I_{fv}$  :**

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \lambda_v}$$

$$\rho = \frac{A}{b d} = \frac{9,24}{25 \times 28} = 0,0132.$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{(2+3 \frac{b_0}{b}) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2+3) \times 0,0132} = 0,53$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$$

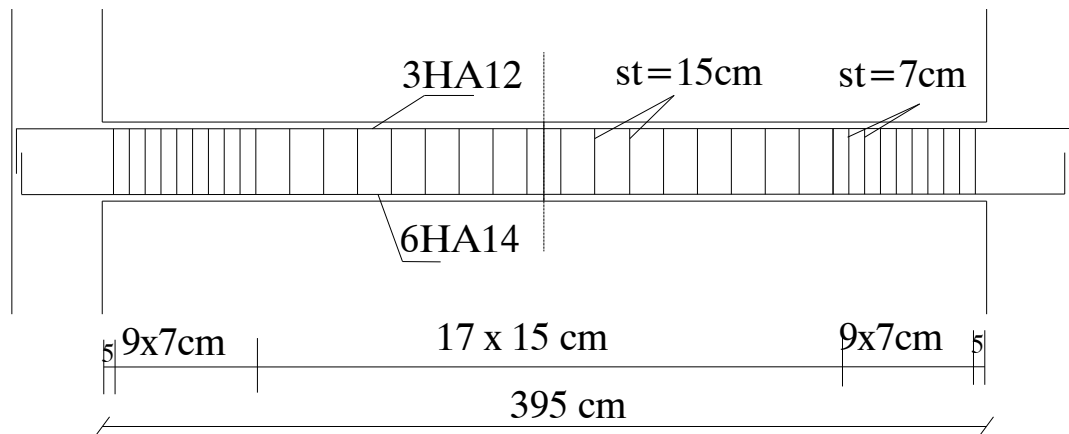
$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,0132 \cdot 247,35 + 2,1} ; 0 \right\} = 0,75$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 253950,87}{1 + 0,75 \times 0,53} = 199889,77 \text{ cm}^2.$$

**En fin :**

$$f = \frac{54,14 \times 10^3 \times 420^2}{10 \times 10818,86 \times 199889,77} = 0,44 \text{ cm}$$

$f = 0,44 \text{ cm} < \bar{f} = 0,84 \text{ cm} \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**



**Figure III.6.4: Ferrillage de la poutre palière.**

**III.7 : Etude de la poutre de chaînage :****III.7.1 : Poutre de chaînage verticale :**

C'est une poutre qui repose sur trois appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures et pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

**III.7.1.1 : Prédimensionnement :**

Les dimensions de la poutre de chaînage : (revoir chapitre 2)

$h = 30\text{cm}$  ;  $b = 25\text{cm}$ .

**Remarque :** On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 (Art 7.5.1) sont toutes vérifiées, donc la section adoptée est  $(25 \times 30)\text{ cm}^2$ .

**III.7.1.2 : Evaluation des charges et surcharges :**

- **Les charges permanentes :**

Poids propre de la poutre :  $0,25 \times 0,3 \times 25 = 1,875\text{ KN/ml}$ .

Poids du plancher :  $(5,10 \times 0,65/2) = 1,657\text{ KN/ml}$ .

Poids du mur (double cloison) :  $2,4 \times (3,06 - 0,3) = 6,624\text{ KN/ml}$ .

$G_T = 10,156\text{ KN/ml}$ .

- **La surcharge d'exploitation :**

$Q = 1,5 \times (0,65/2) = 0,487\text{ KN/ml}$ .

- **Combinaisons de charges :**

**ELU :**  $q_u = 1,3 G + 1,5 q = 1,35 \times 10,156 + 1,5 \times 0,487 = 14,441\text{ KN/ml}$ .

**ELS :**  $q_s = G + Q = 10,156 + 0,487 = 10,643\text{ KN/ml}$ .

**III.7.1.3 : Etude de la poutre a l'ELU :**

- **Choix de la méthode :**

1.  $Q = 1,5\text{ KN/ml} < 2G = 20,312\text{ KN/ml} \Rightarrow$  condition vérifiée.

2. les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité  $\Rightarrow$  Condition vérifiée

3. les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25 :

$$\frac{315}{315} = 1 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

4. la fissuration est considérée comme non préjudiciable  $\Rightarrow$  Condition vérifiée.

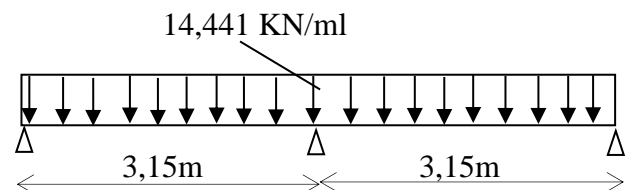
**Conclusion :** les conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable

On considère la poutre comme étant simplement appuyée.

**a. Calcul des efforts :**

- **Moment isostatique :**

$$M_0 = q_u \times \frac{l^2}{8} = 14,441 \times \frac{3,15^2}{8} = 17,91\text{ KN.m.}$$



**Figure III.7.1 : Schéma statique de calcul à L'ELU.**

- **Moments aux appuis :**

$$M_a = M_c = 0,3 M_0 = 0,30 \times 17,91 = 5,373 \text{ KN.m.}$$

$$M_b = 0,6 M_0 = 0,6 \times 17,91 = 10,746 \text{ KN.m.}$$

- **Calcul des coefficients :**

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1,5}{1,5+10,156} = 0,128$$

$$1 + 0,3 \alpha = 1,037$$

$$\frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0,620$$

- **Moments en travée :**

$$M_t \geq \left( \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,62M_0$$

$$M_t + \frac{0,3M_0+0,5M_0}{2} \geq 1,05M_0 = 0,65M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,65M_0$$

On prend  $M_t = 0,65 M_0$

$$M_{tab} = 0,65 \times 17,91 = 11,641 \text{ KN.m.}$$

$$M_{tbc} = 0,65 \times 17,91 = 11,641 \text{ KN.m.}$$

- **Effort tranchant :**

**Travée(1) :**

$$T_a = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2} \Rightarrow T_a = \frac{-5,373 + 10,746}{3,15} - \frac{17,91 \times 3,15}{2} = -26,50 \text{ KN.}$$

$$T_b = T_a + q_u L = -26,50 + (17,91 \times 3,15) = 29,91 \text{ KN.}$$

Avec :  $T_w$ ,  $T_e$  respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

**Travée(2) :**

$$T_b = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2} \Rightarrow T_b = \frac{-10,746 + 5,373}{3,15} - \frac{17,91 \times 3,15}{2} = -29,91 \text{ KN.}$$

$$T_c = T_b + q_u L = -29,91 + (17,91 \times 3,15) = 26,50 \text{ KN.}$$

➤ Les résultats sont sur les diagramme suivant :

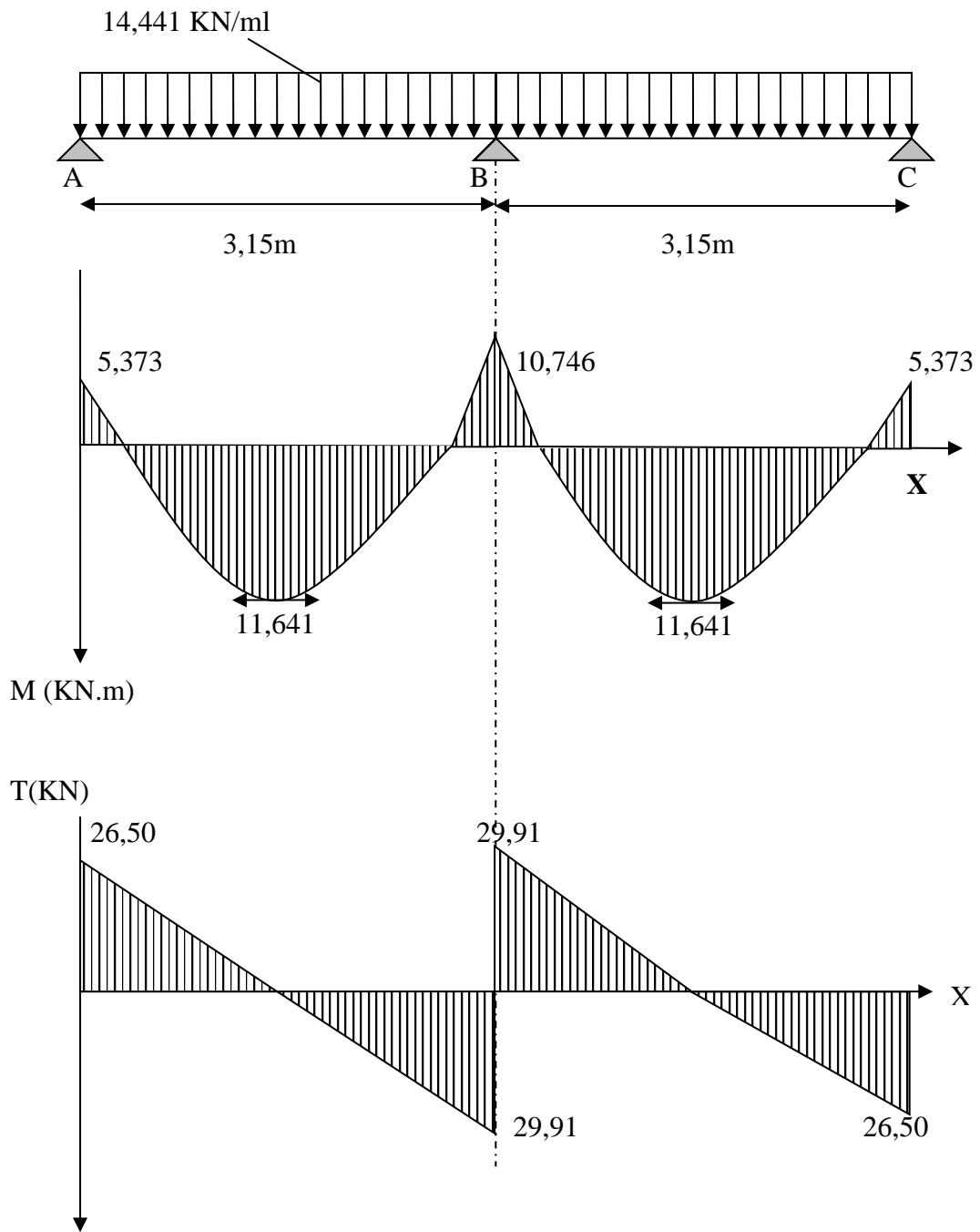


Figure III.7.2 : Diagramme des efforts internes à L'ELU.

**b. Calcul des armatures longitudinales :**

- **En travée :  $M_t=11,641 \text{ KN.m}$ .**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{11,641 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,042$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  section simplement armée (SSA)

À partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondante :

$$\mu = 0,042 \Rightarrow \beta = 0,979$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{11,641 \times 10^3}{0,979 \times 28 \times 348} = 1,22 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :** on prendra **2HA12 = 2,26 cm<sup>2</sup>**.

- **Aux appuis :  $M_a= 10,239 \text{ KN.m}$ .**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{10,746 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,038$$

$\mu = 0,392 \Rightarrow$  section simplement armée (SSA)

$$\mu = 0,038 \Rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{10,746 \times 10^3}{0,981 \times 28 \times 348} = 1,12 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :** on prendra **2HA10 = 1,57 cm<sup>2</sup>**

**III.7.1.4 : Vérification à l'ELU : (BAEL 91 modifiées 99)****a. Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1, BAEL91) :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2 < (A_t = 2,26 \text{ cm}^2, A_a = 1,57 \text{ cm}^2) \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

**b. Vérification aux cisaillements (Art A.5.1, 1) :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{29,91}{0,25 \times 0,28} = \frac{427,28 \text{ KN}}{\text{m}^2} = 0,427 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{t28}, 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa (Pour la fissuration préjudiciable)}$$

$\tau_u = 0,427 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow$  Pas de risque de cisaillement.

**c. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art A.5.1, 313):****Dans le béton (BAEL modifié 99 Art A.5.1.313) :**

$$V_u \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 29,91 \text{KN} \leq 0,4 \times 250 \times 0,9 \times 280 \frac{25}{1,5} \times 10^{-3} = 420 \text{KN} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

**Sur les aciers : (BAEL91 modifié 99 Art A.5.1, 321)**

$$A_a = 1,57 \text{cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left( 29,91 + \frac{-10,746}{0,9 \times 0,28} \right) = -0,036 \text{cm}^2 \leq 0$$

 $\Rightarrow$  (Condition vérifiée)On constate que l'effort tranchant  $V_u$  n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.**d. Vérification à l'entraînement des barres (BAEL modifié 99 Art A.6.1, 3) :**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \sum U_i} \quad \text{Où : } \sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 2 \times 3,14 \times 1 = 62,8 \text{mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{29,91 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 62,8} = 1,89 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = (1,5 \times 2,1) = 3,15 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,89 \text{MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{MPa} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

**e. Calcul des ancrages des barres (BAEL 91 modifié 99 Art A.6.1, 21)**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4 \bar{\tau}_s} \phi = 35,27 \times 1 = 35,27 \text{cm}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets :

$$L_c = 0,4 \times 35,27 = 14,11 \text{cm}$$

Soit :  $L_c = 15 \text{cm}$ .**f. Calcul des armatures transversales (BAEL 91 modifié 99 Art A.7.2, 2) :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \phi_1 \right\}$$

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35} = 0,857 ; \frac{25}{10} = 2,5 ; 1,2 \right\} = 0,857 \text{cm}$$

$$\text{Soit : } \phi_t = 8 \text{mm} \leq 8,857 \text{mm.}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8 ;  $2HA8 = 1,00 \text{cm}^2$ .

Selon le (BAEL91 modifié 99 Art A.5.1, 21) L'espacement des plans successifs des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$s_t \leq \min(0,9d; 40 \text{cm}) = \min(0,9 \times 28 ; 40 \text{cm}) = \min(25,2 ; 40) = 25,2 \text{cm}$$

Soit :  $S_t = 25 \text{cm}$ .

**Exigence du RPA version 2003 (Art7.5.2.2) :**

L'espacement est donné selon deux zones :

- **En zone nodale (appuis) :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right) = \min(7,5 ; 12)$$

Soit :  $S_t=7\text{cm}$

- **En zone courante (travée) :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 15\text{cm}$$

Soit :  $S_t=10\text{cm}$ .

➤ **Vérification des armatures transversales minimales (Art-7.5.2.2) :**

$$A_{t_{\min}} = 0,003 \times S_t \times b \leq A_t$$

$$A_{t_{\min}} = 0,003 \times 10 \times 25 = 0,75 \text{ cm}^2 \leq 1,00 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1,00 \geq A_{t_{\min}} = 0,75 \text{ cm}^2 \Rightarrow (\text{condition vérifiée}).$$

**III.7.1.5 : Vérification à l'ELS :****a. Calcul à l'ELS :**

$$q_s = 10,643 \text{ KN/m}.$$

- **Moment isostatique :**

$$M_0 = q_u \times \frac{l^2}{8} = 10,643 \times \frac{3,15^2}{8} = 13,201 \text{ KN.m.}$$

- **Moments aux appuis :**

$$M_a = M_c = 0,3 M_0 = 0,30 \times 13,201 = 3,960 \text{ KN.m.}$$

$$M_b = 0,6 M_0 = 0,6 \times 13,201 = 7,920 \text{ KN.m.}$$

- **Moments en travée :**

$$M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,62 M_0$$

$$M_t + \frac{0,3M_0 + 0,5M_0}{2} \geq 1,05 M_0 = 0,65 M_0 \Rightarrow M_t \geq 0,65 M_0$$

On prend  $M_t = 0,65 M_0$

$$M_t = 0,65 \times 13,201 = 8,580 \text{ KN.m.}$$

- **Effort tranchant :**

$$T_w = \frac{M_w - M_e}{L} - \frac{q_u L}{2} \Rightarrow T_w = \frac{-3,960 + 7,920}{3,15} - \frac{13,201 \times 3,15}{2} = -19,53 \text{ KN.}$$

$$T_e = T_w + q_u L = -19,53 + (13,201 \times 3,15) = 22,05 \text{ KN.}$$

Avec :  $T_w$ ,  $T_e$  respectivement les efforts tranchants à gauche et à droite de l'appui.

➤ Les résultats sont sur les diagramme suivant :

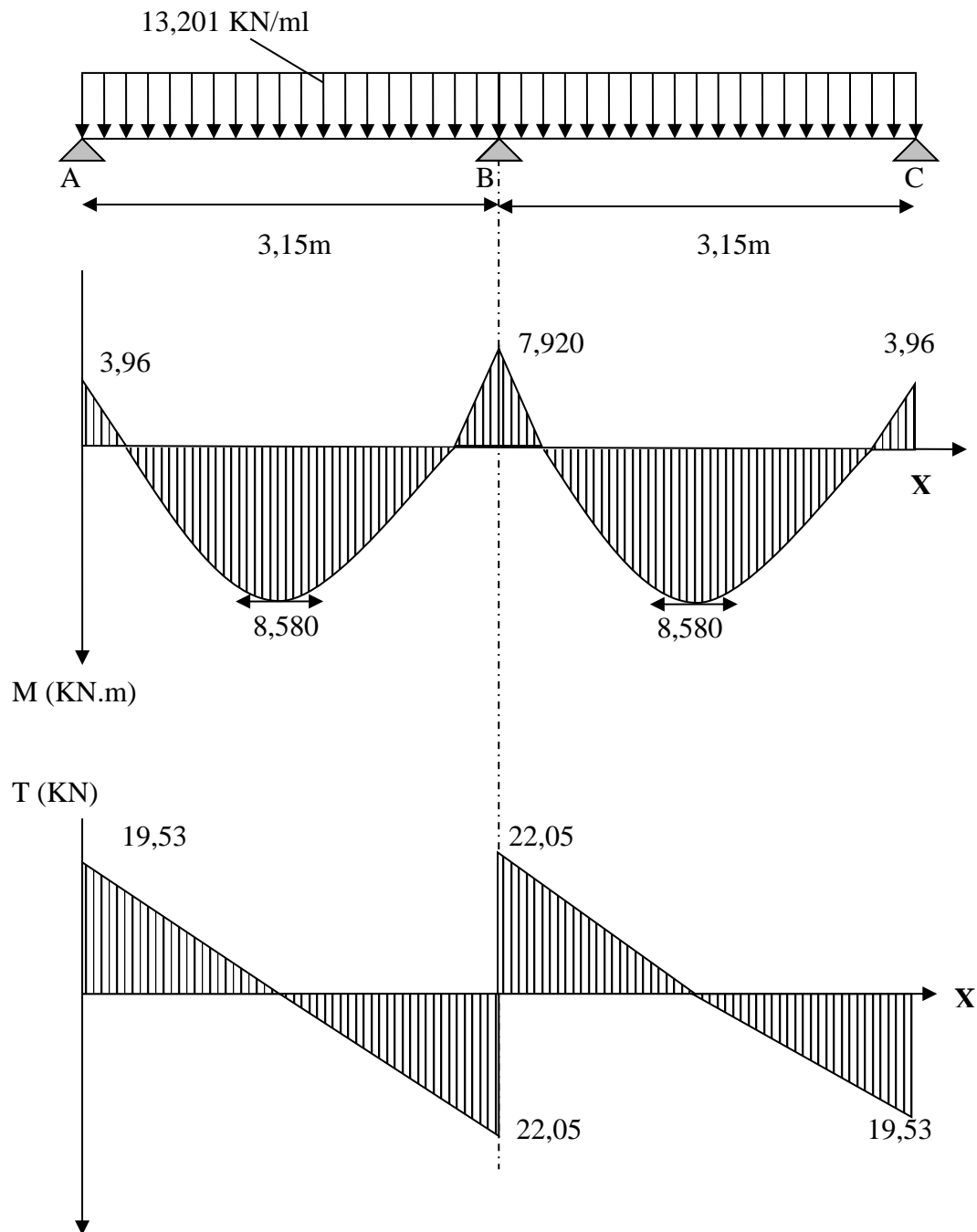


Figure III.7.3 : Diagramme des efforts internes à L'ELS.

**b. Vérification de la résistance du béton à la compression :(BAEL 91 modifiées 99 Art A.4.5 ,2)**

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

➤ **Aux appuis :**

$M_a = 7,920 \text{ KN.m}$  et  $A_a = 1,57 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 1,57}{25 \times 28} = 0,225$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,924 \Rightarrow K_1 = 50,79$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{7,920 \times 10^5}{0,924 \times 28 \times 157} = 194,98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \sigma_s / k_1 = 194,98 / 50,79 = 3,84 < 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

➤ **En travée :**

$M_t = 8,580 \text{ KN.m}$  et  $A_t = 2,26 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 2,26}{25 \times 28} = 0,323.$$

Par interpolation :  $\beta_1 = 0,911 \Rightarrow k_1 = 41,18$

$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{8,580 \times 10^5}{0,911 \times 28 \times 226} = 148,83 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = \sigma_s / k_1 = 148,83 / 41,18 = 3,61 < 15 \text{ MPa.} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

**c. Etat limite d'ouverture des fissurations [BAEL91 modifiée 99/Art A.4.5, 3] :**

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

Avec :  $\eta$  c'est le coefficient de fissuration qui vaut 1,6 pour les aciers en HA

$$\sigma_{st} = 148,83 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

**d. Vérification de la flèche : [BAEL.99/Art B.6.5,2] :**

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- 1-  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{315} = 0,095 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.
- 2-  $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{30}{315} = 0,095 > \frac{8,173}{10(12,574)} = 0,064 \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.
- 3-  $\frac{A_t}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,26}{25 \times 28} = 0,0032 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots$  Condition vérifiée.

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

**III.7.2 : Etude de la poutre de chaînage horizontale :**

C'est une poutre qui repose sur deux appuis, elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures et pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

**III.7.2.1 : Prédimensionnement :**

Les dimensions de la poutre de chaînage : (revoir chapitre 2)

$h = 30\text{cm}$  ;  $b = 25\text{cm}$ .

**Remarque :** On remarque bien que les conditions imposées par le RPA99 (Art 7.5.1) sont toutes vérifiées, donc la section adoptée est  $(30 \times 25)\text{ cm}^2$ .

**III.7.2.2: Evaluation des charges et surcharges :**

- **Les charges permanentes :**

Poids propre de la poutre :  $0,3 \times 0,25 \times 25 = 1,875\text{ KN/ml}$

Poids du plancher :  $(5,10 \times 0,65/2) = 1,657\text{ KN/ml}$

Poids du mur (double cloison) :  $2,4 \times (3,06 - 0,3) = 6,624\text{ KN/ml}$

$$G_T = 10,156\text{ KN/ml.}$$

- **La surcharge d'exploitation :**

$Q = 1,5 \times (0,65/2) = 0,487\text{ KN/ml.}$

- **Combinaisons de charges :**

**ELU :**  $q_u = 1,3 G + 1,5 q = 1,35 \times 10,156 + 1,5 \times 0,487 = 14,441\text{ KN/ml.}$

**ELS :**  $q_s = G + Q = 10,156 + 0,487 = 10,643\text{ KN/ml.}$

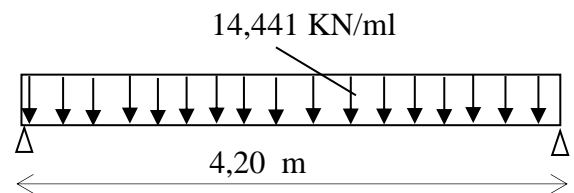
**III.7.2.3 : Etude de la poutre à l'ELU :**

On considère la poutre simplement appuyée.

**a. Calcul des efforts :**

- **calcul reactions d'appuis :**

$$R_a = R_b = q_u \times \frac{l}{2} = 14,441 \times \frac{4,20}{2} = 30,33\text{ KN.m.}$$



**Figure III.7.4 : Schéma statique de calcul à l'ELU.**

- **Calcul des moments :**

$$M_{\max} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 14,441 \times \frac{4,20^2}{8} = 31,840\text{ KN.m.}$$

Afin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients tel que :

**Aux appuis :**  $M_a = M_b = 0,3 M_0 = 0,3 \times 31,84 = 9,552\text{ KN.m.}$

**En travée :**  $M_t = 0,85 \times 31,84 = 27,064\text{ KN.m.}$

➤ Les résultats sont sur les diagramme suivant :

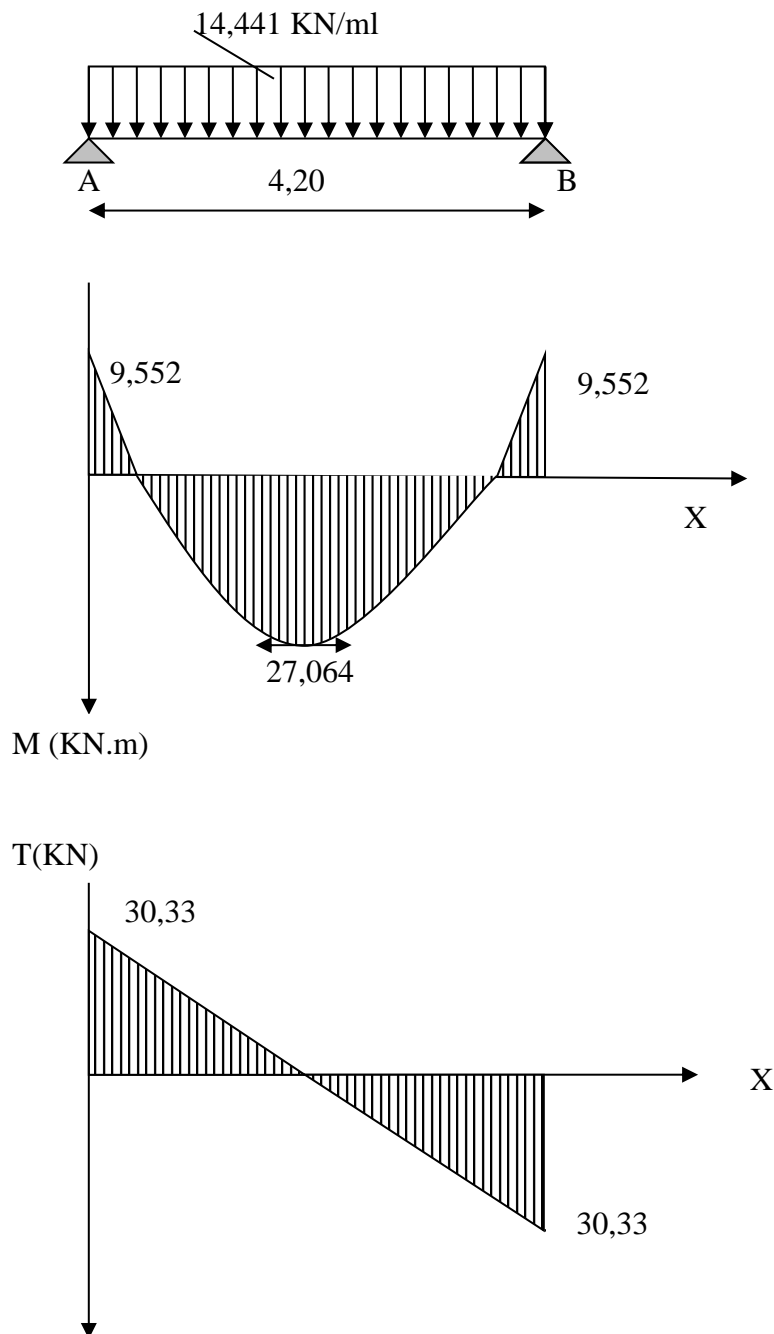


Figure III.7.5 : Diagramme des efforts internes à L'ELU.

b. Calcul des armatures longitudinales :

• En travée :  $M_t = 27,064 \text{ KN.m}$ .

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{27,064 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,098$$

$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  section simplement armée (SSA)

À partir des abaques, on tire la valeur de  $\beta$  correspondante.

$$\mu = 0,098 \Rightarrow \beta = 0,948$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_t = \frac{27,064 \times 10^3}{0,948 \times 28 \times 348} = 2,93 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :** on prendra **3HA12 = 3,39 cm<sup>2</sup>**.

• **Aux appuis : Ma = 9,552 KN.m.**

$$\mu = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

$$\mu = \frac{9,552 \times 10^3}{25 \times (28)^2 \times 14,2} = 0,034$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow$  section simplement armée (SSA)

$$\mu = 0,034 \Rightarrow \beta = 0,983$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_a = \frac{9,552 \times 10^3}{0,983 \times 28 \times 348} = 0,99 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures :** on prendra **2HA10 = 1,57 cm<sup>2</sup>**

### III.7.2.4 : Vérification à l'ELU : (BAEL 91 modifiées 99)

**a. Condition de non fragilité :** (Art A.4.2.1, BAEL91) :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} bd = 0,23 \times 25 \times 28 \times \frac{2,1}{400} = 0,84 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,84 \text{ cm}^2 < (A_t = 3,39 \text{ cm}^2, A_a = 1,57 \text{ cm}^2) \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

**b. Vérification aux cisaillements (Art A.5.1, 1) :**

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{30,33}{0,25 \times 0,28} = 433,28 \text{ KN/m}^2 = 0,433 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15}{\gamma_b} f_{t28}, 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2,5; 4 \text{ MPa} \} = 2,5 \text{ MPa (Pour la fissuration préjudiciable)}$$

$$\tau_u = 0,433 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

**c. Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis (Art A.5.1, 313) :**

**Dans le béton (BAEL modifié 99 Art A.5.1.313) :**

$$V_u \leq 0,4 \times b \times 0,9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 30,33 \text{ KN} \leq 0,4 \times 250 \times 0,9 \times 280 \frac{25}{1,5} \times 10^{-3} = 420 \text{ KN} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée)}$$

**Sur les aciers : (BAEL91 modifié 99 Art A.5.1, 321)**

$$A_a = 1,57 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right) = \frac{1,15}{400} \left( 30,33 + \frac{-9,552}{0,9 \times 0,28} \right) = -0,021 \text{ cm}^2 \leq 0$$

$\Rightarrow$  (Condition vérifiée)

On constate que l'effort tranchant  $V_u$  n'a pas d'influence sur les armatures inférieures.

**d. Vérification à l'entraînement des barres (BAEL modifié 99 Art A.6.1, 3) :**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 \cdot d \sum U_i} \quad \text{Où : } \sum U_i = n \cdot \pi \cdot \Phi = 2 \times 3,14 \times 1 = 62,8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{30,33 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 62,8} = 1,91 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} = (1,5 \times 2,1) = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,91 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

**e. Calcul des ancrages des barres (BAEL 91 modifié 99 Art A.6.1, 21)**

$$\bar{\tau}_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{f_e}{4 \bar{\tau}_s} \varphi = 35,27 \times 1 = 35,27 \text{ cm.}$$

Les armatures doivent comporter des crochets, vu que la longueur de scellement est importante, la longueur d'ancrage mesurée hors crochets :

$$L_c = 0,4 \times 35,27 = 14,11 \text{ cm}$$

Soit :  $L_c = 15 \text{ cm.}$

**f. Calcul des armatures transversales (BAEL 91 modifié 99 Art A.7.2, 2) :**

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}, \frac{b}{10}, \varphi_1 \right\}$$

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \frac{30}{35} = 0,857 ; \frac{25}{10} = 2,5 ; 1,2 \right\} = 0,857 \text{ cm}$$

Soit :  $\varphi_t = 8 \text{ mm} \leq 8,57 \text{ mm.}$

On prend un cadre et un étrier en HA8 ;  $2HA8 = 1,00 \text{ cm}^2$

Selon le (BAEL91 modifié 99 Art A.5.1, 21) L'espaceur des plans successifs des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$s_t \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 28 ; 40 \text{ cm}) = \min(25,2 ; 40) = 25,2 \text{ cm}$$

Soit :  $s_t = 25 \text{ cm.}$

**Exigence du RPA version 2003 (Art7.5.2.2) :**

L'espacement est donné selon deux zones :

- **En zone nodale (appuis) :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right) = \min(7,5 ; 12)$$

Soit :  **$S_t=7\text{cm}$** .

- **En zone courante (travée) :**

$$s_t \leq \frac{h}{2} = 15\text{cm}$$

Soit :  **$S_t=10\text{cm}$** .

**Vérification des armatures transversales minimales (Art-7.5.2.2) :**

$$A_{t_{\min}} = 0,003 \times S_t \times b \leq A_t$$

$$A_{t_{\min}} = 0,003 \times 10 \times 25 = 0,75 \text{ cm}^2 \leq 1,00 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 1,00 \geq A_{t_{\min}} = 0,6 \text{ cm}^2 \Rightarrow (\text{condition vérifiée}).$$

**III.7.2.5 : Vérification à l'ELS :****a. Calcul à l'ELS :**

$$q_s = 10,643 \text{ KN/m}.$$

- **calcul reactions d'appuis :**

$$R_a = R_b = q_u \times \frac{l}{2} = 10,643 \times \frac{4,20}{2} = 22,35 \text{ KN.m}.$$

- **Calcul des moments :**

$$M_{\max} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 10,643 \times \frac{4,20^2}{8} = 23,467 \text{ KN.m}.$$

Afin de tenir compte des semi-encastres aux appuis, on affectera les moments par des coefficients tel que :

$$\text{Aux appuis : } M_a = M_b = 0,3 \times M_0 = 0,30 \times 23,467 = 7,040 \text{ KN.m}.$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times 23,467 = 19,947 \text{ KN.m}.$$

➤ Les résultats sont sur les diagramme suivant :

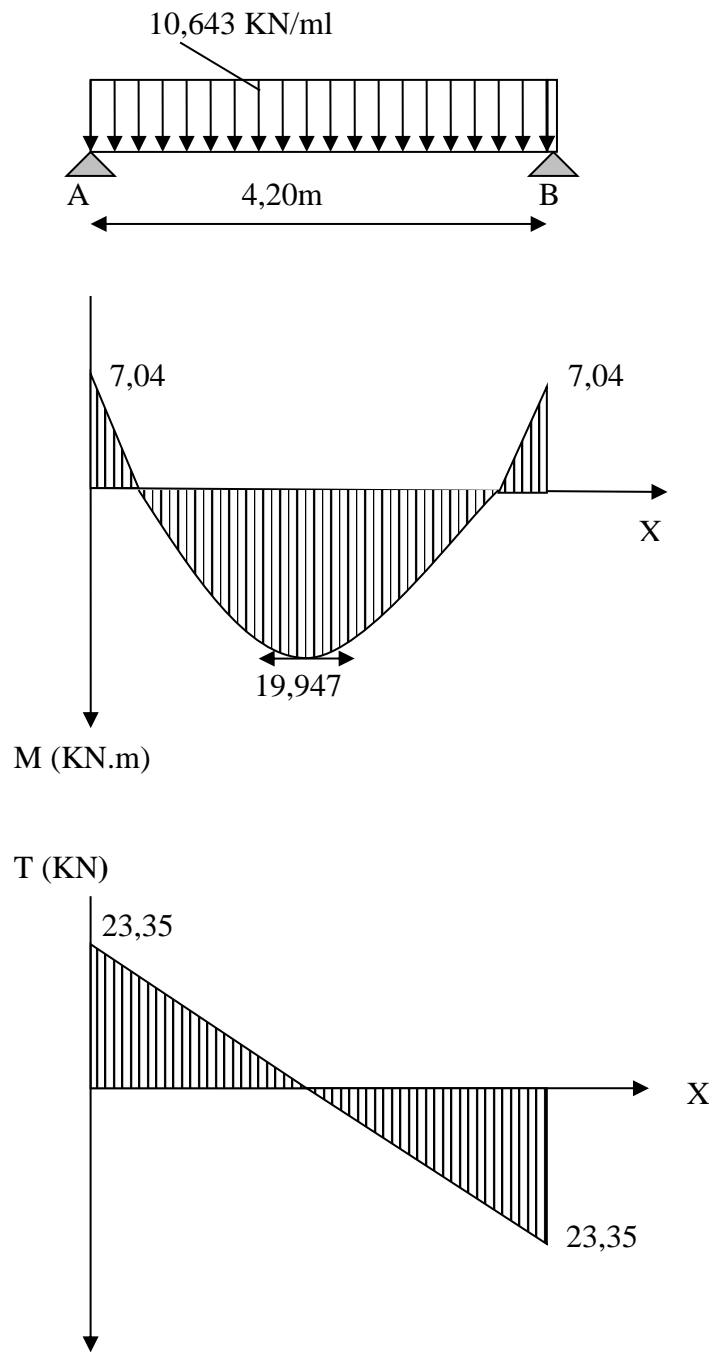


Figure III.7.6: Diagramme des efforts internes à L'ELS.

**b. Vérification de la résistance du béton à la compression :(BAEL 91 modifiées 99 Art A.4.5 ,2)**

On doit avoir  $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$

➤ **Aux appuis :**

$M_a = 7,04 \text{ KN.m}$  et  $A_a = 1,57 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_a}{bd} = \frac{100 \times 1,57}{25 \times 28} = 0,225$$

$$\Rightarrow \beta_1 = 0,924 \Rightarrow K_1 = 50,79$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{7,04 \times 10^5}{0,924 \times 28 \times 157} = 173,31\text{MPa}$$

$$\sigma_b = \sigma_s / k_1 = 173,31 / 50,79 = 3,41 < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

➤ **En travée :**

$M_t = 19,947 \text{ KN.m}$  et  $A_t = 3,39 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100A_t}{bd} = \frac{100 \times 3,39}{25 \times 28} = 0,483$$

Par interpolation :  $\beta_1 = 0,895 \Rightarrow k_1 = 32,62$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{19,947 \times 10^5}{0,895 \times 28 \times 339} = 234,80 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_b} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_b = \sigma_s / k_1 = 234,8 / 32,62 = 7,20 < 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad (\text{Condition vérifiée}).$$

L'état limite de compression du béton aux appuis et en travées est vérifié donc les armatures adoptées à l'ELU sont suffisantes.

**c. Etat limite d'ouverture des fissurations [BAEL91 modifiée 99/Art A.4.5, 33] :**

La fissuration est préjudiciable

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} = 201,63 \text{ MPa}$$

Avec :  $\eta$  c'est le coefficient de fissuration qui vaut 1,6 pour les aciers en HA.

$$\sigma_{st} = 234,80 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{st}} = 201,63 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

**d. Vérification de la flèche : [BAEL.99/Art B.6.5,2] :**

On peut dispenser de calcul de la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

- 1-  $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{420} = 0,071 > \frac{1}{16} = 0,0625$ ..... Condition vérifiée.
- 2-  $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{30}{420} = 0,071 > \frac{19,947}{10(23,467)} = 0,085$  .....Condition non vérifiée.
- 3-  $\frac{A_t}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39}{25 \times 28} = 0,0048 < \frac{4,2}{400} = 0,0105$ .....Condition vérifiée.

La deuxième condition n'est pas vérifiée, Le calcul de la flèche est nécessaire.

$$f = \frac{M_t^2 l^2}{10E_v I_{fv}} \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{420}{500} = 0,84 \text{cm.}$$

Avec :  $E_v$ : module de déformation longitudinale différée.

$$E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa.}$$

➤ **Calcul de  $I_0$  :**

$I_0$  : moment d'inertie de la section homogénéisé par rapport au centre de gravité.

$$I_0 = (V_1^3 + V_2^3) \frac{b}{3} + 15A_t (V_2 - c)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

$S_{xx}$  : Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t d$$

$B_0$  : surface de la section homogène.

$$B_0 = bh + 15A_t$$

$$V_1 = \frac{11250 + (15 \times 3,39 \times 28)}{(30 \times 25) + (15 \times 3,39)} = 15,82 \text{ cm} \Rightarrow V_2 = h - V_1 = 30 - 15,82 = 12,18 \text{ cm}$$

$$I_0 = (15,82^3 + 12,18^3) \frac{100}{3} + 15 \times 3,39 \times (12,18 - 2)^2$$

$$I_0 = 197630,45 \text{ cm}^4.$$

➤ **Calcul de  $I_{fv}$  :**

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu \lambda_v}$$

$$\rho = \frac{A}{b d} = \frac{3,39}{25 \times 28} = 0,0048$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{(2+3 \frac{b_0}{b}) \cdot \rho} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2+3) \times 0,0048} = 1,75$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} ; 0 \right\}$$

$$\mu = \max \left\{ 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,0048 \cdot 234,80 + 2,1} ; 0 \right\} = 0,44$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 197630,45}{1 + 1,75 \times 0,44} = 122821,18 \text{ cm}^4.$$

En fin :

$$f = \frac{19,947 \times 10^3 \times 420^2}{10 \times 10818,86 \times 122821,18} = 0,26 \text{ cm}$$

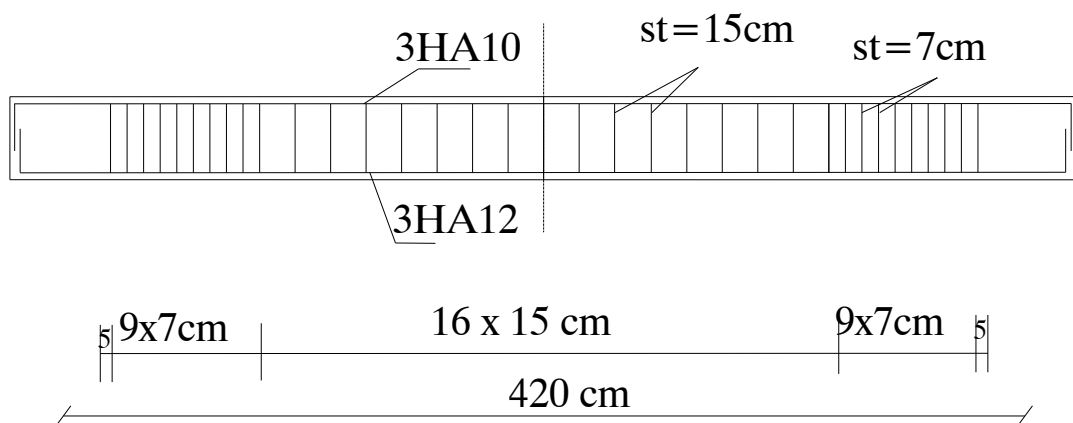
$f = 0,26 \text{ cm} < \bar{f} = 0,84 \text{ cm} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

**III.7.3 : Conclusion :**

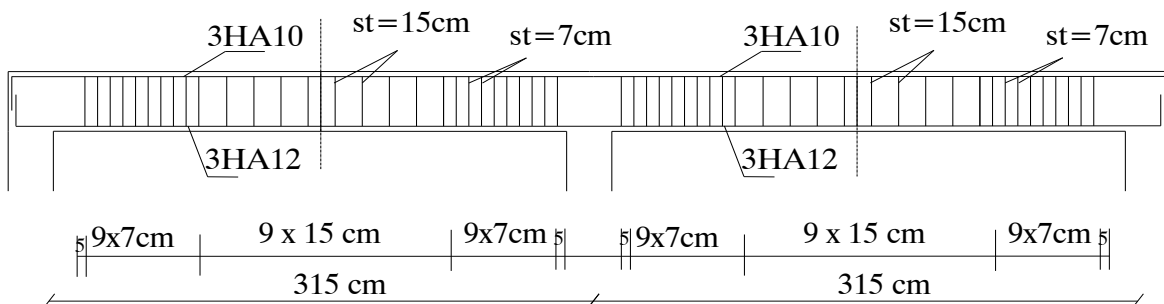
Les poutres de chaînage (horizontales et verticales) sont ferrillées comme suit :

Armatures aux appuis : 2HA10.

Armatures en travées : 3HA12.

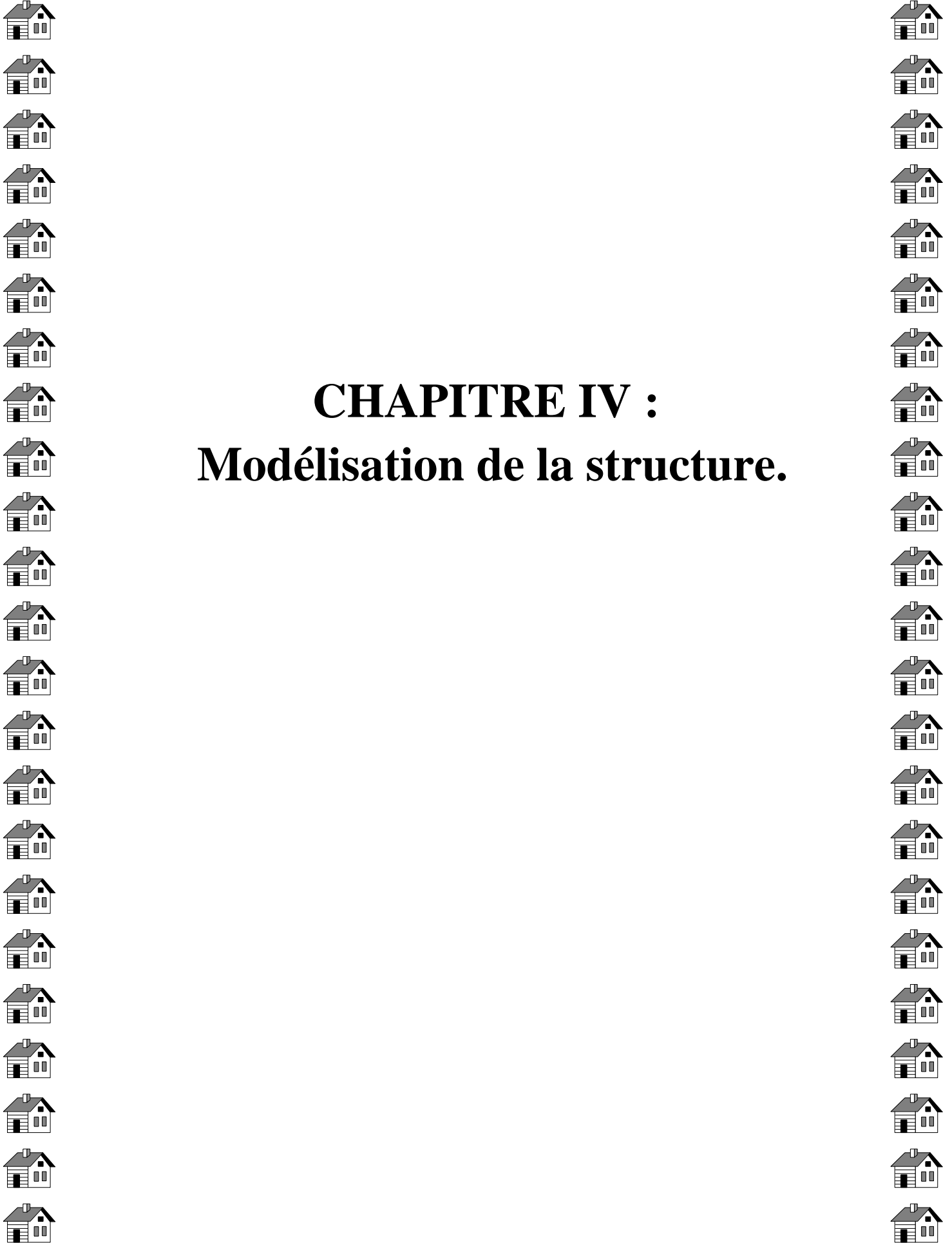


**Figure III.7.7 : Ferrailage de la poutre de chaînage horizontale.**



**Figure III.7.8 : Ferrailage de la poutre de chaînage verticale.**





**CHAPITRE IV :**  
**Modélisation de la structure.**



### IV.1 : Introduction :

L'analyse dynamique nécessite la création d'un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit ensuite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination des modes propres de vibration et des efforts engendrés par l'action sismique. ETABS (Extended Three Dimensions Analysis Building Systems) est un logiciel de calcul et de conception conçu pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Dans notre projet on a utilisé la version ETABS v9.6.0.

### IV.2 : Description de l'ETABS : (Extended Three Dimensions Analyses Buildings Systems)

L'ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et des ouvrages de génie civil. Il est basé sur la méthode des éléments finis, son utilisation est à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme ; il permet aussi :

- La modélisation de tous types de bâtiments.
- La prise en compte des propriétés des matériaux.
- L'analyse des effets dynamique et statique.
- La visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.
- Le transfert de données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000).

#### **Rappel : (terminologie)**

Grid line : ligne de grille.

Frame : portique (cadre).

Restraints : degrés de liberté (DDL).

Loads : charges.

Frame section : coffrage.

Beam : poutre.

Height : hauteur.

Material : matériaux.

Joints : nœuds.

Shell : voile.

Elément : élément.

Concrete : béton.

Steel : acier.

Column : poteau.

Story : étage.

### IV.3 : Les étapes de modélisation :

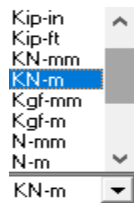
Les étapes de modélisation peuvent être résumés comme suit :

1. Introduction de la géométrie du modèle.
2. Spécification des propriétés mécanique des matériaux.
3. Spécification des propriétés géométriques des éléments.
4. Définition des charges statique et la masse sismique.
5. Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99 version 2003.
6. Chargement des éléments.
7. Introduction des combinaisons d'actions.
8. Spécification des conditions aux limites pour la structure
9. Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats.

### IV.3.1 : Introduction de la géométrie du modèle (unités, grilles, niveaux) :

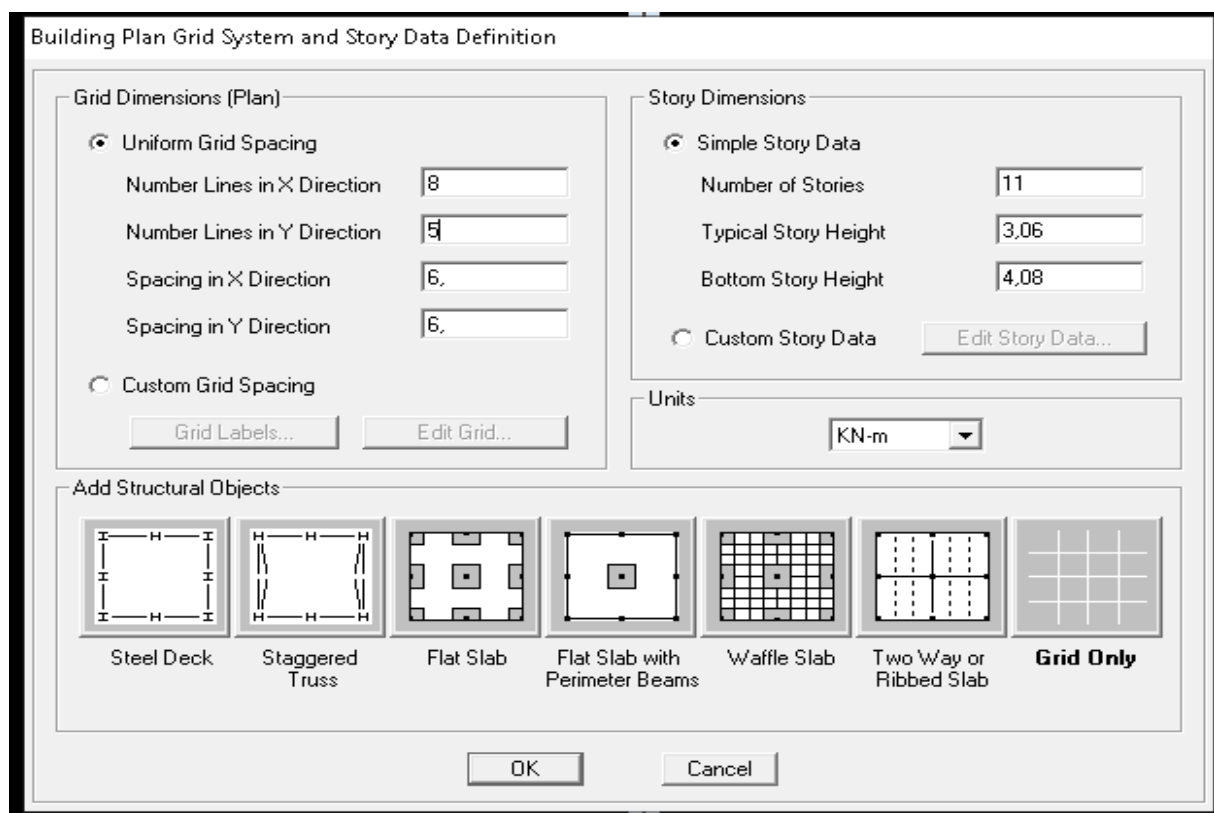
#### a. Choix des unités :

Après le lancement de l'ETABS, la première étape consiste au choix des unités et cela se fait avec la fenêtre qui se trouve au bas de l'écran.



#### b. Géométrie de base :

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **file** puis **New model** ou bien (**ctrl+n**), puis on clique sur **Default.edb**.



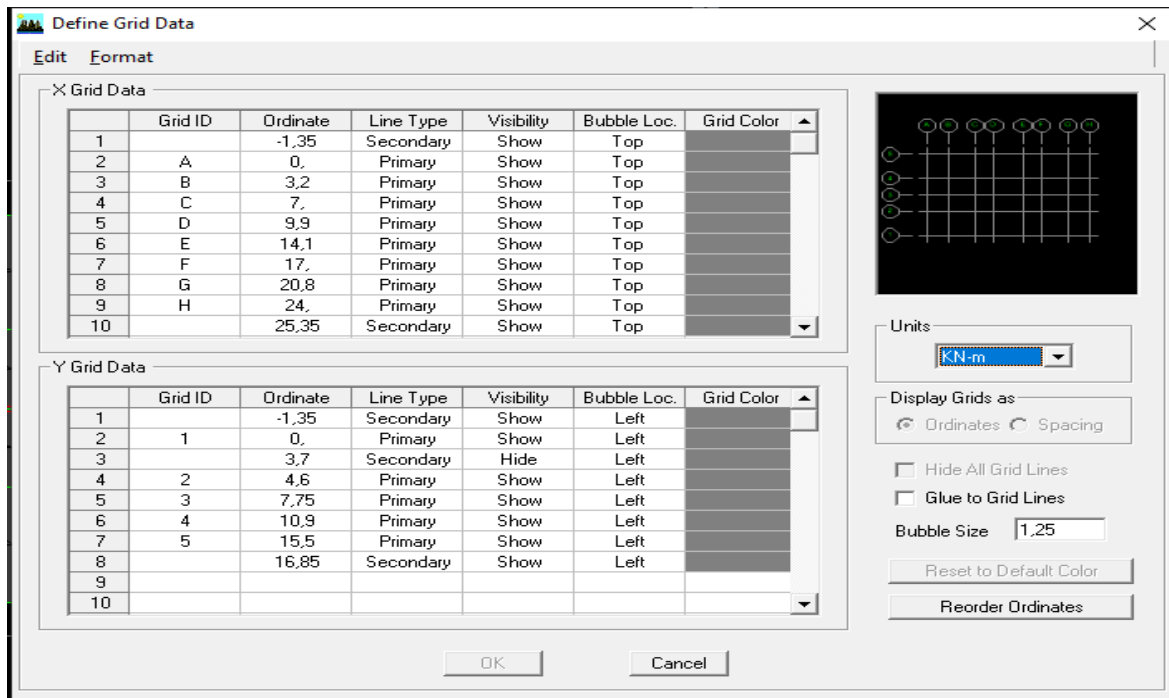
**Figure IV.1 : Introduction de la géométrie de base.**

Pour une construction en Auto-Store. On choisit l'icône **GridOnly**, dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à spécifier :

- 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 des travées dans le sens de Y (Number of bays along Y).
- Longueur de travées dans le sens X entre axes (spacing in X direction).
- Le nombre d'étage (Number of stories)
- La Hauteur d'étage courant (typical story height).
- La Hauteur en bas (bottom story height).

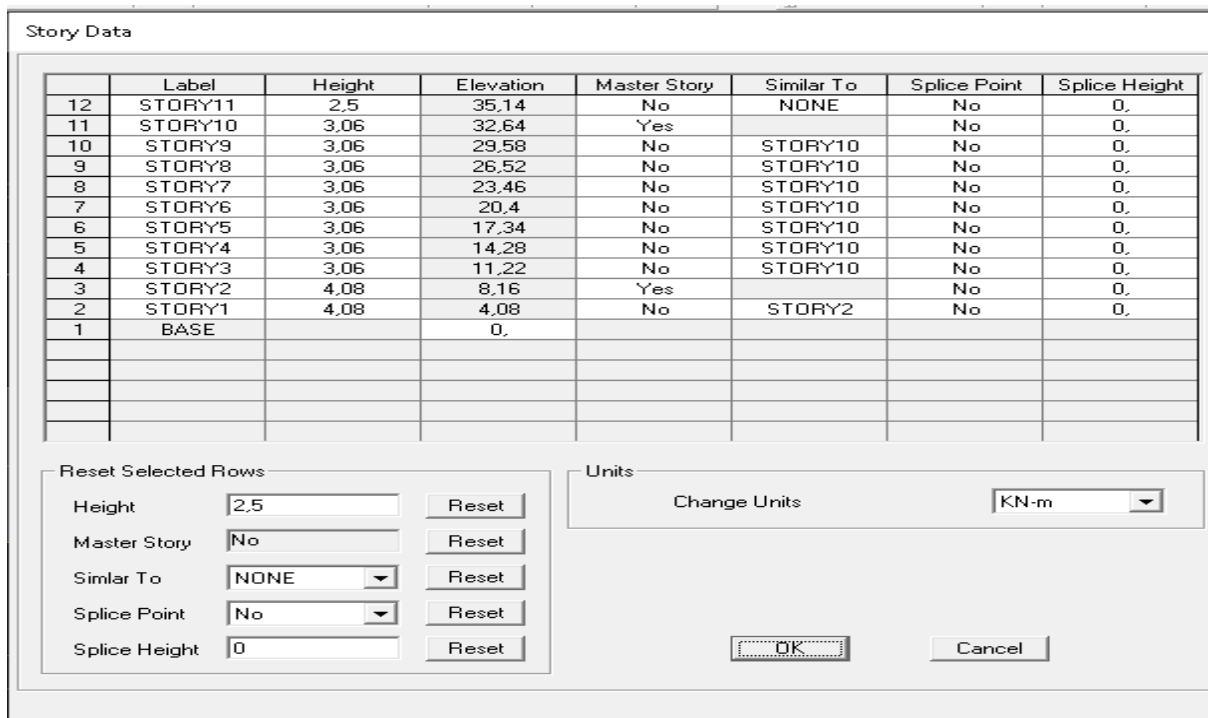
**c. Modification de géométrie de base :**

Pour modifier les longueurs des trames on clique sur **custom Grid Spacing**⇒**Edit Grid Data**.



**Figure IV.2 : Les lignes de constructions.**

➤ On introduit le nombre d'étages et les hauteurs des différents étages ;  
On clique sur **Custom Story Data** ⇒ **Edit Story Data**.



**Figure IV.3 : Introduction des étages.**

Après l'introductions des données précédentes, on obtient deux fenêtres représentant la structure l'une en 2D et l'autre en 3D.

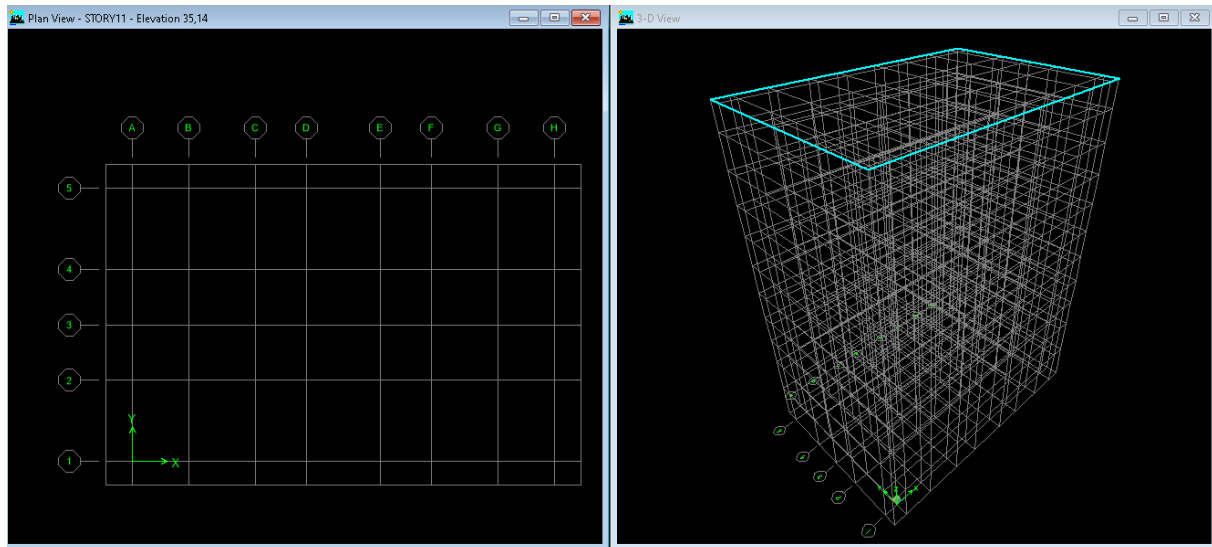


Figure IV.4 : Affichage en plan et en 3D.

### IV.3.2 : Spécification des propriétés mécanique des matériaux utilisés :

#### Define ⇒ materials properties.

Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques du matériau des structures (béton=conc) :

Figure IV.5 : Caractéristiques du béton.

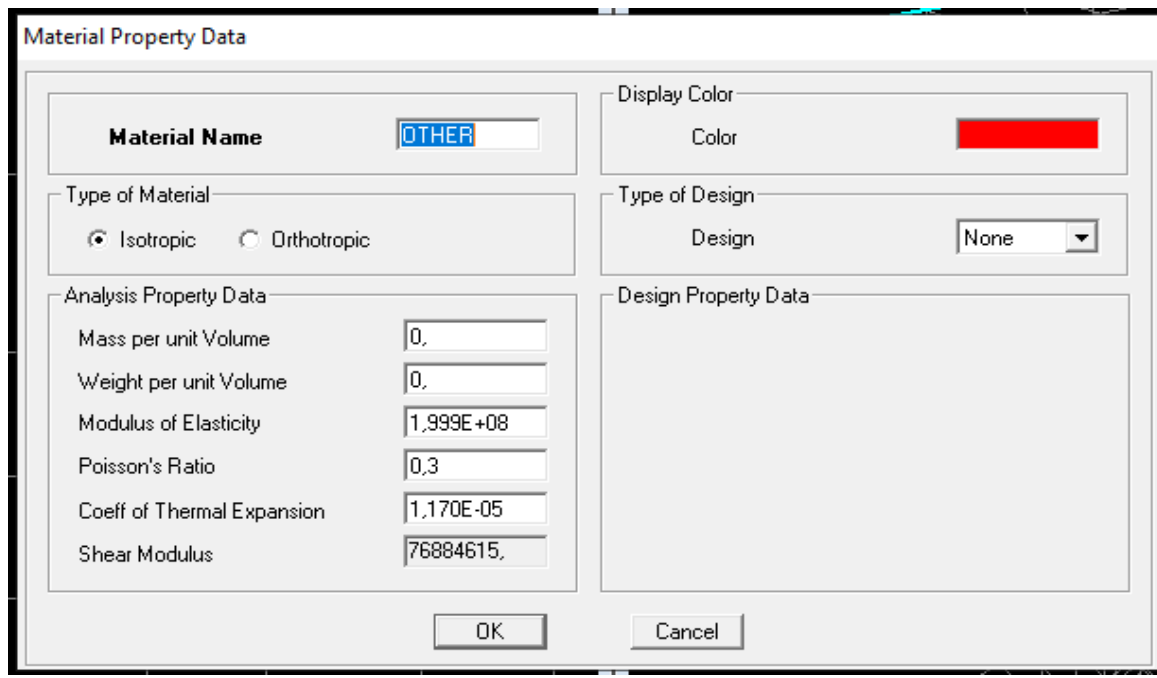



Figure IV.6 : Caractéristiques d'autres matériau.

### IV.3.3 : Spécification des propriétés géométriques des éléments :

On va définir pour chaque groupe d'éléments des structures leurs propriétés géométriques (les poutres principales et secondaires, les poteaux, les planchers, les dalles pleines et les voiles).

#### a. Pour les poutres et les poteaux :

Define ⇒ frame sections ou  ⇒ Icône propriétés ⇒ on sélection tout ⇒ delete property Icône click to ⇒ « add rectangular » pour la section de poutre et des poteaux.

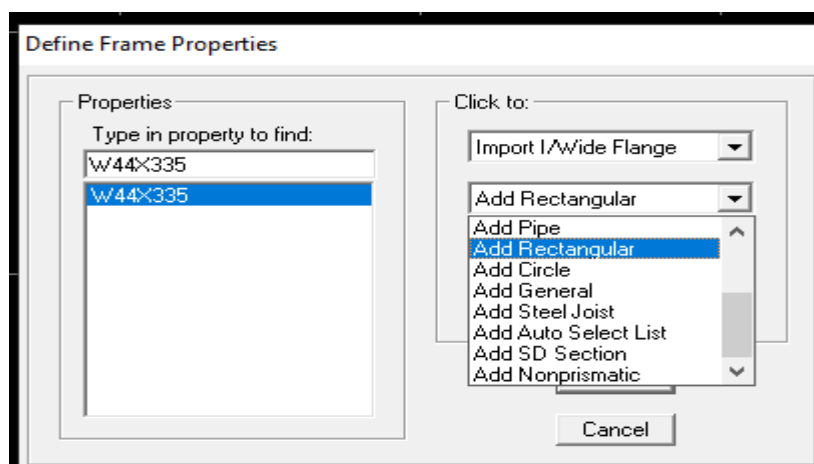


Figure IV.7 : Création des sections

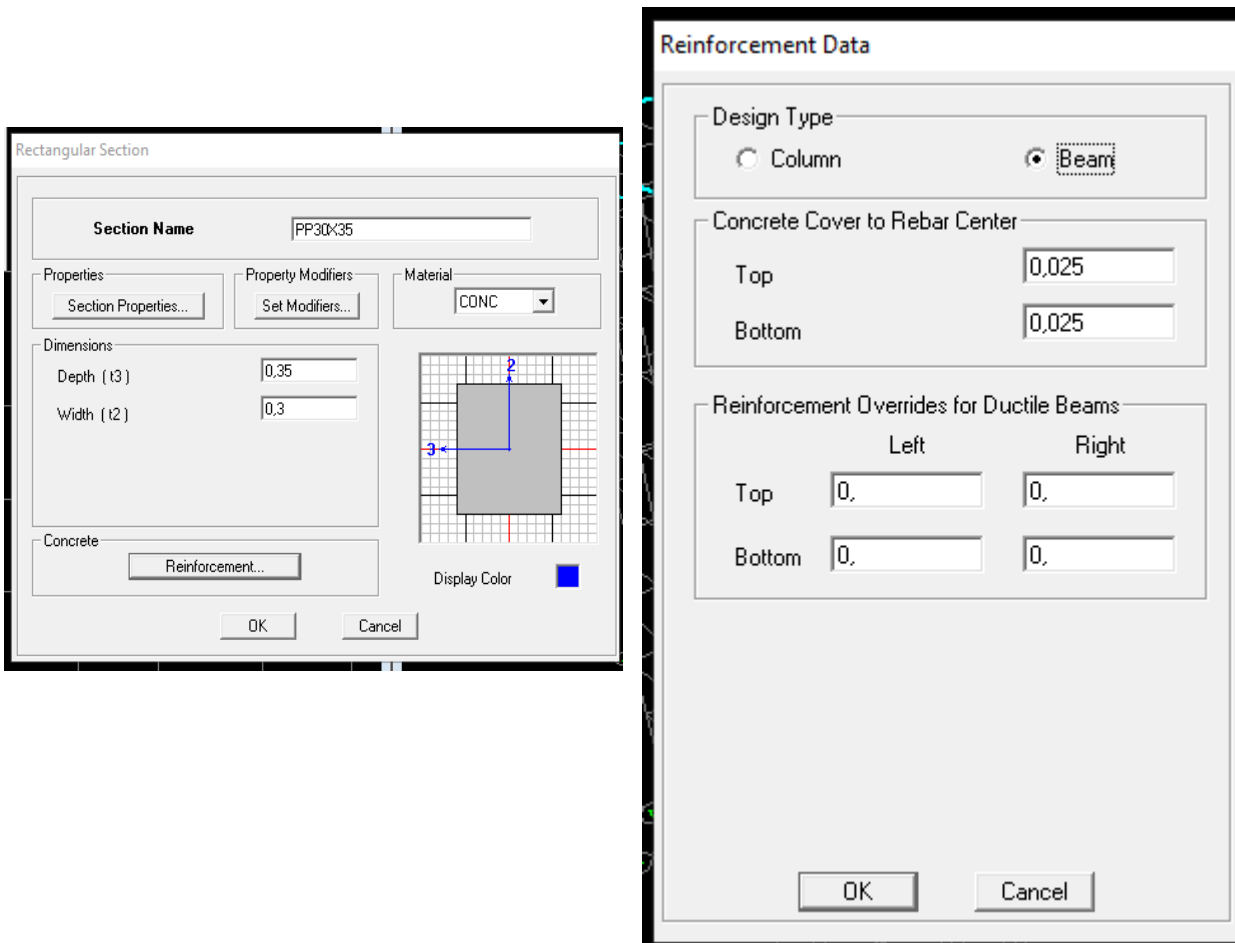


Figure IV.8 : Définition des poutres.

**Remarque :**

Dans l'introduction des propriétés des poutres et des poteaux il faut spécifier :  
 Pour les poteaux ⇒ column , et pour les poutres ⇒ beam.

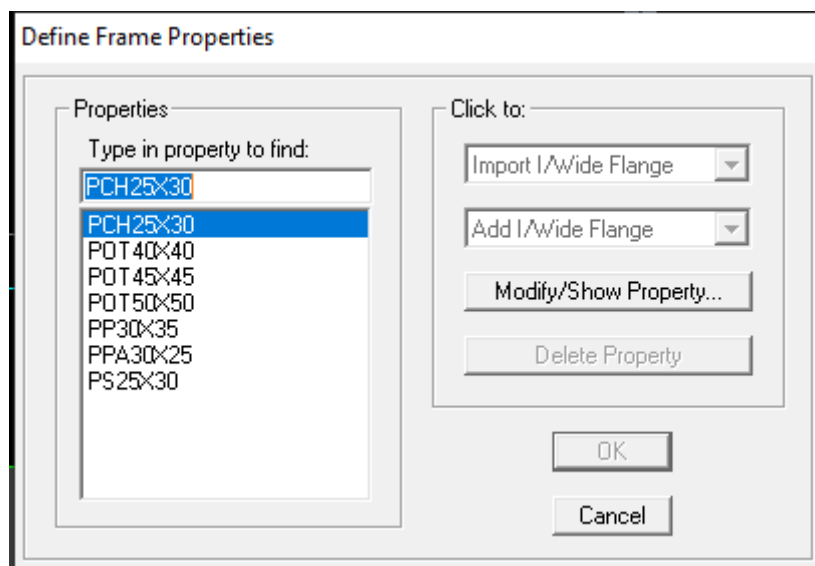


Figure IV.9 : Définition des sections.

### b. Pour les voiles et les dalles pleines :

Define ⇒ Wall/Slab/Deck Sections ou 

On distingue plusieurs types des éléments plaques qui sont :

- **Element shell** : il est utilisé pour la modélisation des voiles, dalles. Les sections de cet élément sont définies par l'épaisseur.
- **Element membrane** : il est utilisé pour les éléments minces.
- **Element plate** : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.

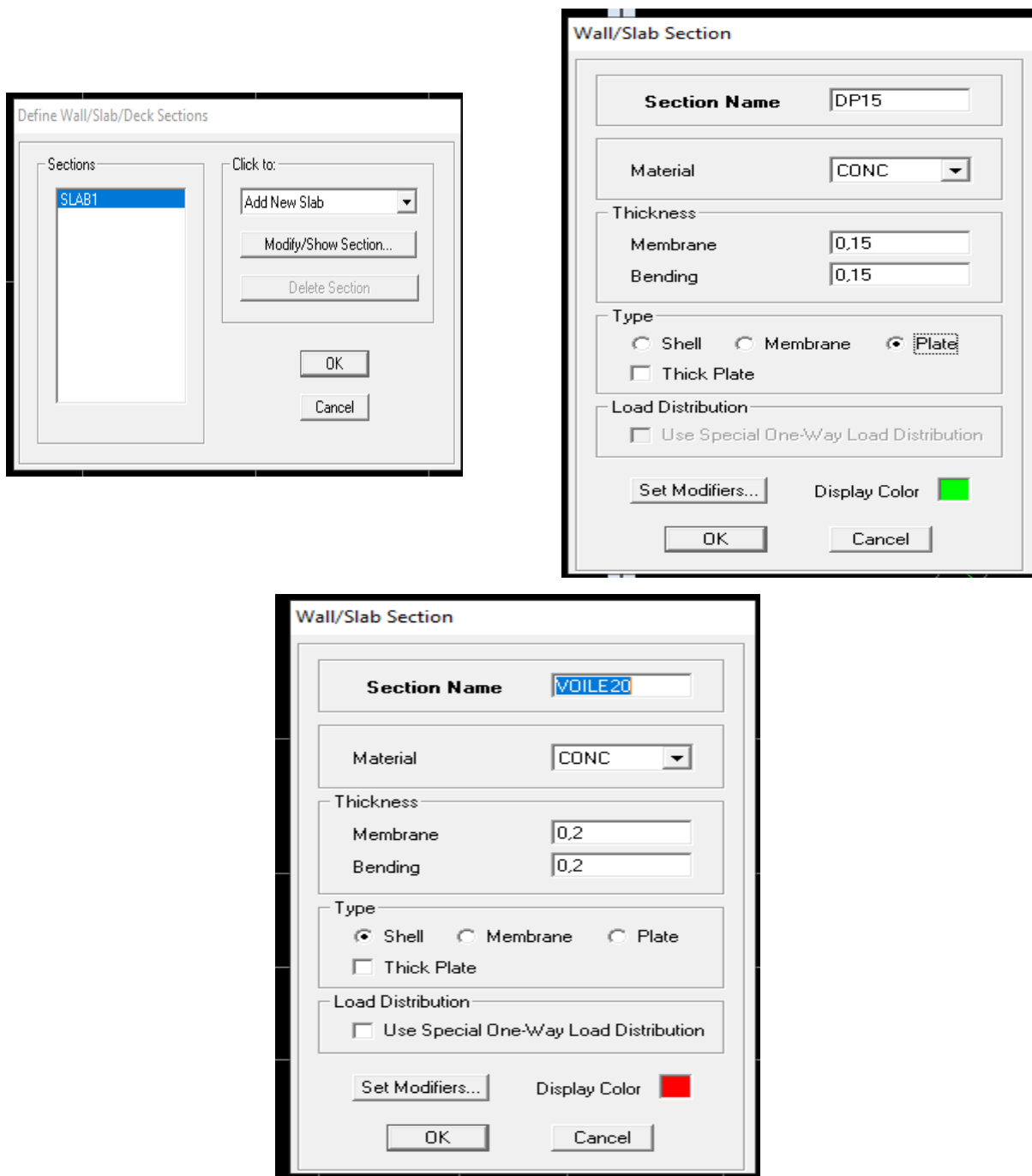


Figure IV.10 : Définitions des dalles pleines et des voiles.

➤ **Affectation des éléments défini au model :**

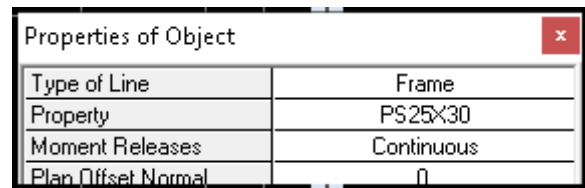
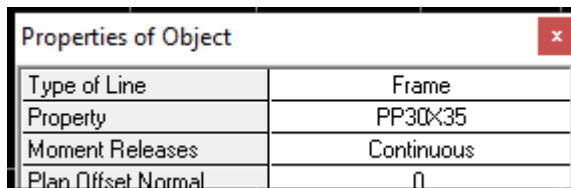
Pour affecter les sections définies aux différents éléments on doit suivre les étapes suivantes :

**a. Pour les poutres :**

On sélectionne **Draw** ⇒ **Draw Line Objects** ⇒ **Create lines in region or at clics (plan , elev ,3D)**.

Une fenêtre apparait et on sélectionne dans **Property of Object** le type de la poutre à placer :

{ poutres principales : 30x35 cm<sup>2</sup>  
 { poutres secondaires : 25x30 cm<sup>2</sup>



**Figure IV.11 : Création des poutres.**

**b. Pour les poteaux :**

On selectionne **Draw** ⇒ **Draw Lines Objects** ⇒ **Create columns in region or at clics(plan)**.

Une fenêtre apparait et on sélectionne dans **Property of Object** le type de poteaux à placer selon l'étage correspondant.



**Remarque :** Apres la modélisation, l'effort normal réduit était trop élevée. Nous avons donc augmenté les sections des poteaux.

Les nouvelles sections adoptées sont :

{ sous sol, 1<sup>er</sup> etage: 50x50 cm<sup>2</sup>  
 { 2, 3 et 4<sup>eme</sup> etage : 45x45 cm<sup>2</sup>  
 { 5,6,7 et 8<sup>eme</sup> etage : 40x40 cm<sup>2</sup>


On place les poteaux dans leur place conformément au plan d'architecte.

**c. Pour les dalles pleines et dalles en corps creux :**

On sélectionne : **Draw** ⇒ **Draw area objects** ⇒ **Draw rectangular** ,  ou **create areas at clicks** .

Ensuite on se positionne sur le rectangle comportant la dalle pleine et on clique avec le bouton gauche pour placer la dalle ( on utilise les memes instructions pour les dalles en corps creux).

**d. Pour les voiles :**

Pour introduire les voiles on utilise les mêmes instructions que les dalles pleines  mais on va se mettre en élévation.

Après l'introductions des données précédentes, on obtient la structure suivante :

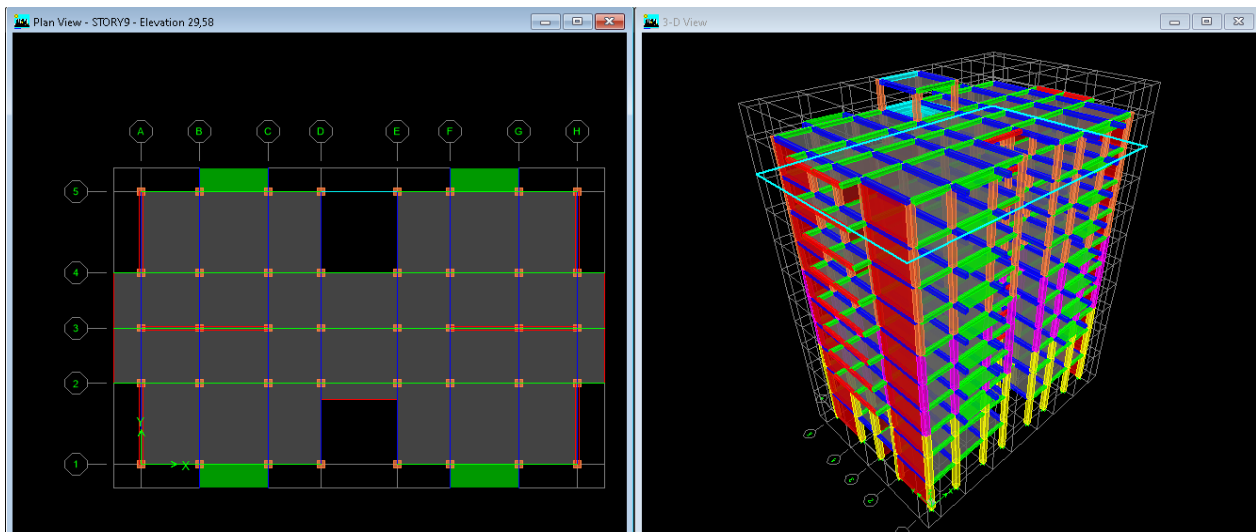


Figure IV.12 : Vue en plan des éléments structuraux d'un étage.

**IV.3.4 : Définition des charges statiques et la masse sismique :**

**a. Définition des charges statiques (G,Q) :**

Define ⇒ Static Load Case 

Cette instruction nous permet de définir les cas de charges et leurs types, telle que, on distingue les charges permanentes (G ou DEAD), et d'exploitations (Q ou LIVE).

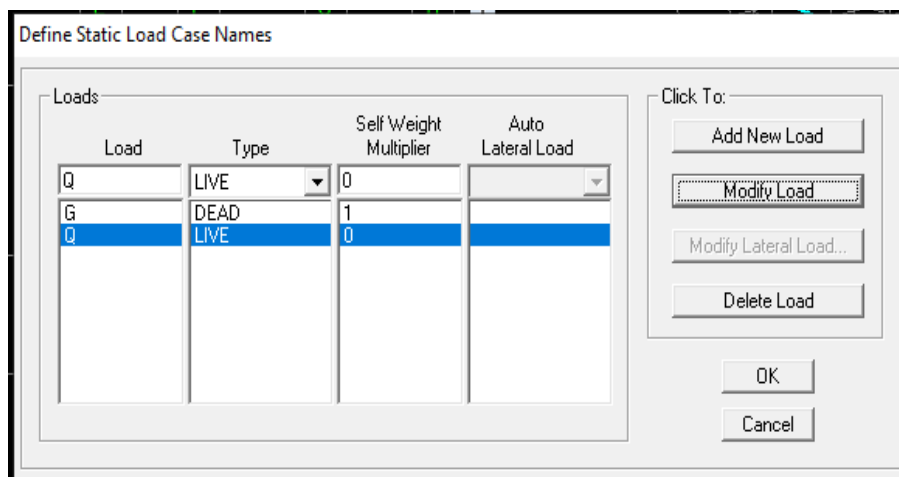


Figure IV.13 : Définition du poids propre.

**b. Définition de la masse sismique :**

La masse sismique c'est une masse vibrante revenant à chaque plancher qui est excité le séisme, cette masse est supposées comme une charge d'exploitation concentrée en leur centre de masse.

$$W_{i\text{plancher}} = W_{G\text{plancher}} + \beta W_{Q\text{plancher}} \quad \text{formule 4-5 RPA99 version 2003}$$


Avec :  $W_i$  : poids de l'étage.

$W_G$  : poids dû aux charges permanentes.

$W_Q$  : charges d'exploitations.

B : est le coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Dans notre cas d'ouvrage on a :  $\beta = 0,2$  (usage habitation) .

L'instruction : Define ⇒ Mass Source 

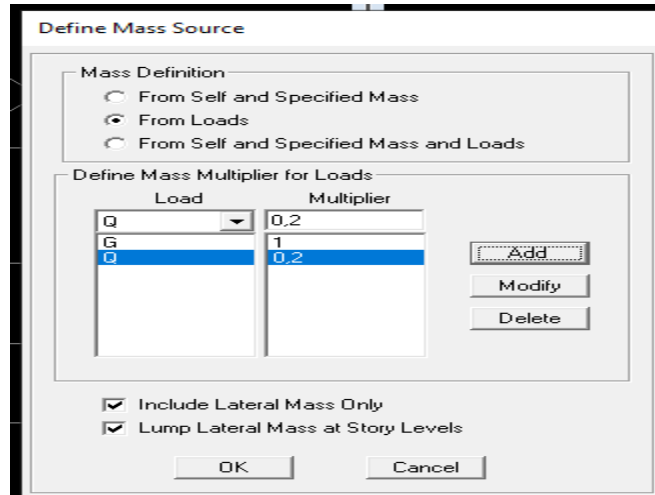


Figure IV.14 : Définition de la masse sismique.

**Remarque :** Le modèle va prendre les charges permanentes et d'exploitations comme des charges réparties en cochant la case **From Loads** .

**IV.3.5 : Introduction du spectre de réponse(E) selon RPA99/version2003 :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul qui est défini par le code parasismique RPA99 version 2003.

Les caractéristiques du spectre de réponse sont :

- Le site : S3 (Tableau 4.7 du RPA).
- La zone :IIa (Annexe 1).
- Le groupe d'usage : 2 (Art 3.2 du RPA).
- Amortissement : 8,5 (Tableau 4.2 du RPA).
- Facteur de qualité : 1,2 (Tableau 4.2.3 du RPA).
- Coeff de comportement : 5 (Tableau4.3 du RPA).

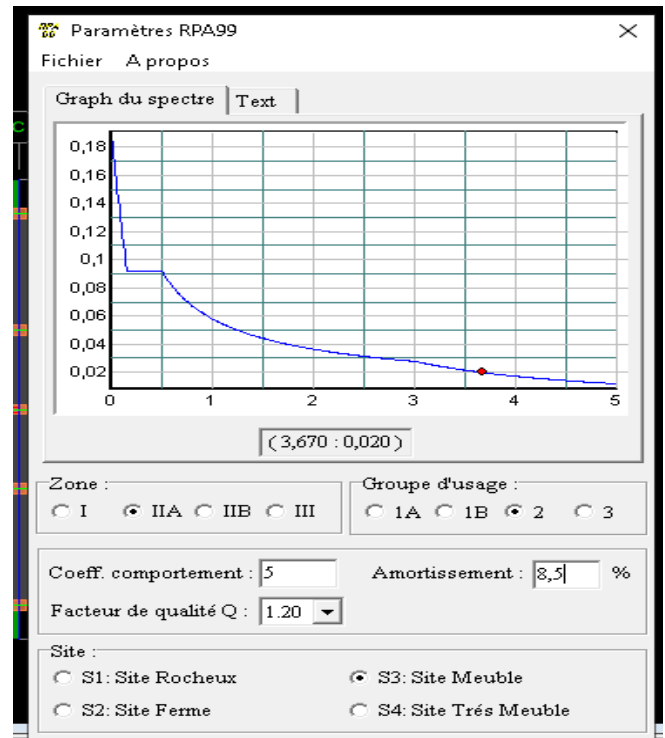


Figure IV.15 : Définition du spectre de calcul du RPA.

Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur :

**Define** ⇒ **Response Spectrum Functions.** 

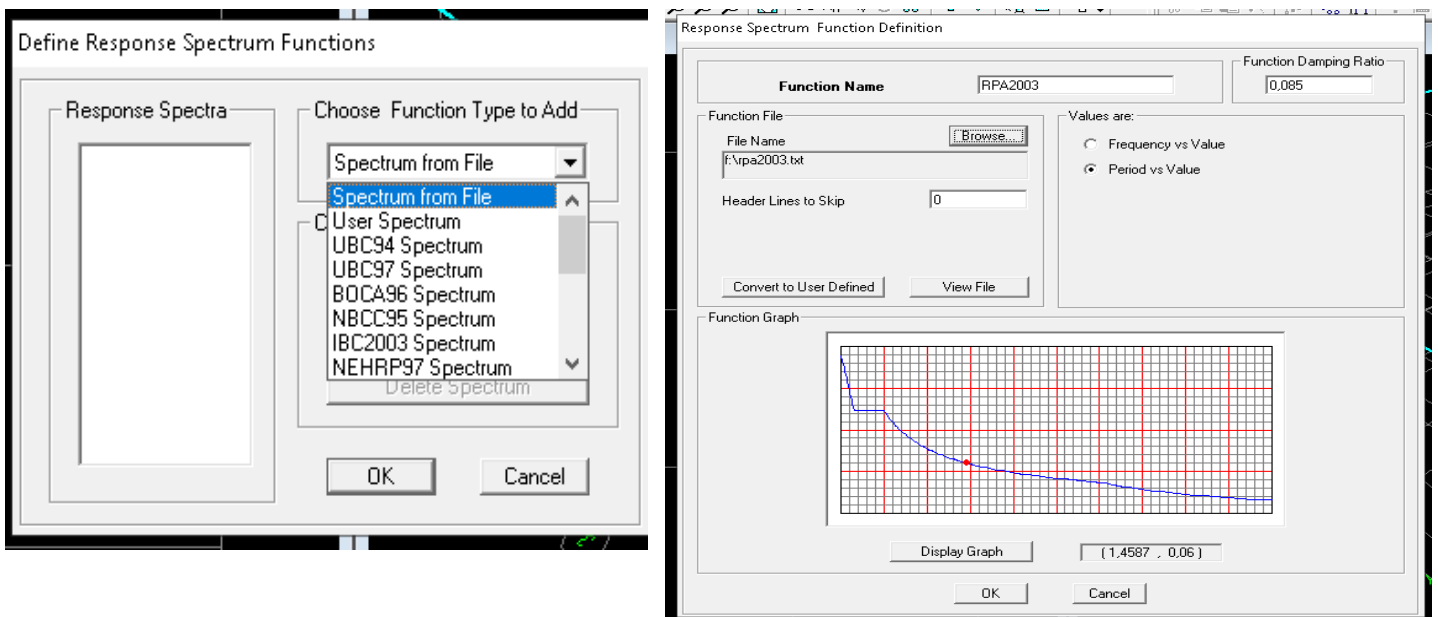


Figure IV.16 : Introduction du spectre de calcul du RPA.

- **Définition de la Charge sismique (E) :**

**Define** ⇒ **Response Spectrum Cases.** 

Ce cas de charges permet de prendre en compte la réponse modale de la structure sous un spectre de réponse appliqué à la base. Elle est basée sur la méthode de superposition modale.

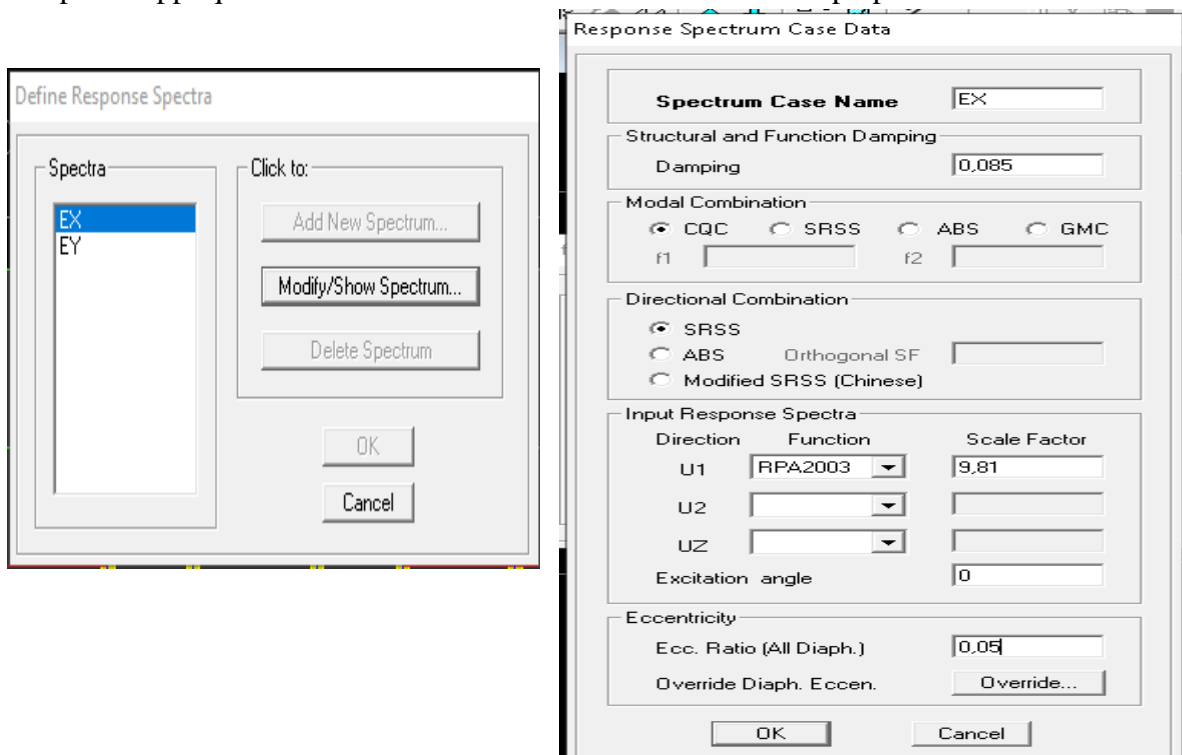


Figure IV.17 : Désignation des charges sismiques pour les deux directions principales.

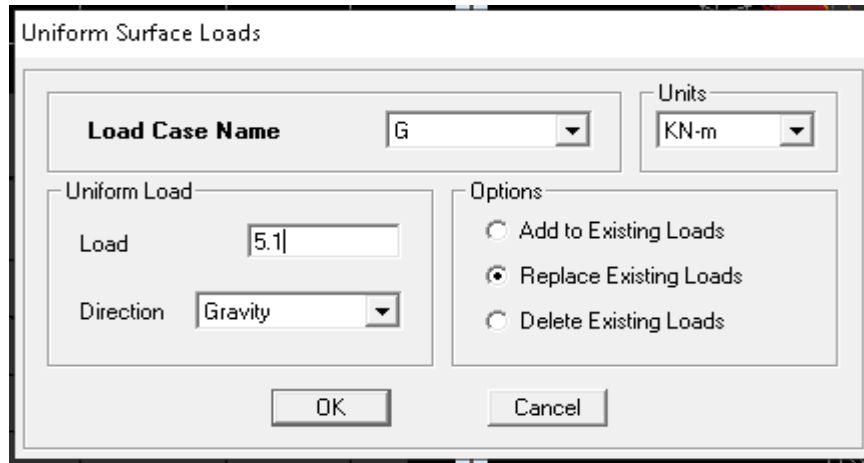
**IV.3.6 : Chargement des éléments :**

Dans notre modélisation on introduit pour les dalles pleines et dalle en corps creux.

Pour les dalles pleines on fait la sélection des dalles après on sélectionne :

Assing  $\Rightarrow$  shell/area Loads  $\Rightarrow$  Uniform.

Pour les planchers nous allons faire la selection des planchers et on suit les memes étapes.



**Figure IV.18 : La méthode du chargement.**

$$\text{Plancher terrasse : } \left\| \begin{array}{l} Q = 1 \text{ KN/m}^2 \\ G = 5,46 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\|$$

$$\text{Balcons : } \left\| \begin{array}{l} G = 1,56 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3,5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\|$$

$$\text{Plancher étage courant : } \left\| \begin{array}{l} Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \\ G = 5,10 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\|$$

$$\text{salle machine : } \left\| \begin{array}{l} G = 75 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 0 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\|$$

$$\text{Plancher sous-sol et RDC : } \left\| \begin{array}{l} Q = 2,5 \text{ KN/m}^2 \\ G = 5,10 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right\|$$

**Remarque :**

Pour les charges permanentes des dalles pleines (balcons et salle machine) on enlève leurs poids propres :

$$G_{\text{dalle}} = \rho_{\text{béton}} \times e_{\text{p}}_{\text{dalle}}$$

**Balcons :**  $G_t = 5,31 \text{ KN/m}^2$  et  $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$ .

$$G = G_t - (e \times 25) = 5,31 - (0,15 \times 25) = 1,56 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2.$$

**IV.3.7 : Introduction des combinaisons d'actions :**

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

Les combinaisons accidentelles d'après RPA :

$$(G+Q+E), (0,8G+E).$$

Les combinaisons aux états limites :

$$(\text{ELU} : 1,35G+1,5Q), (\text{ELS} : G+Q)$$

Pour les introduire on suit cet enchainement comme suite :

Define ⇒ Load Combinations. 

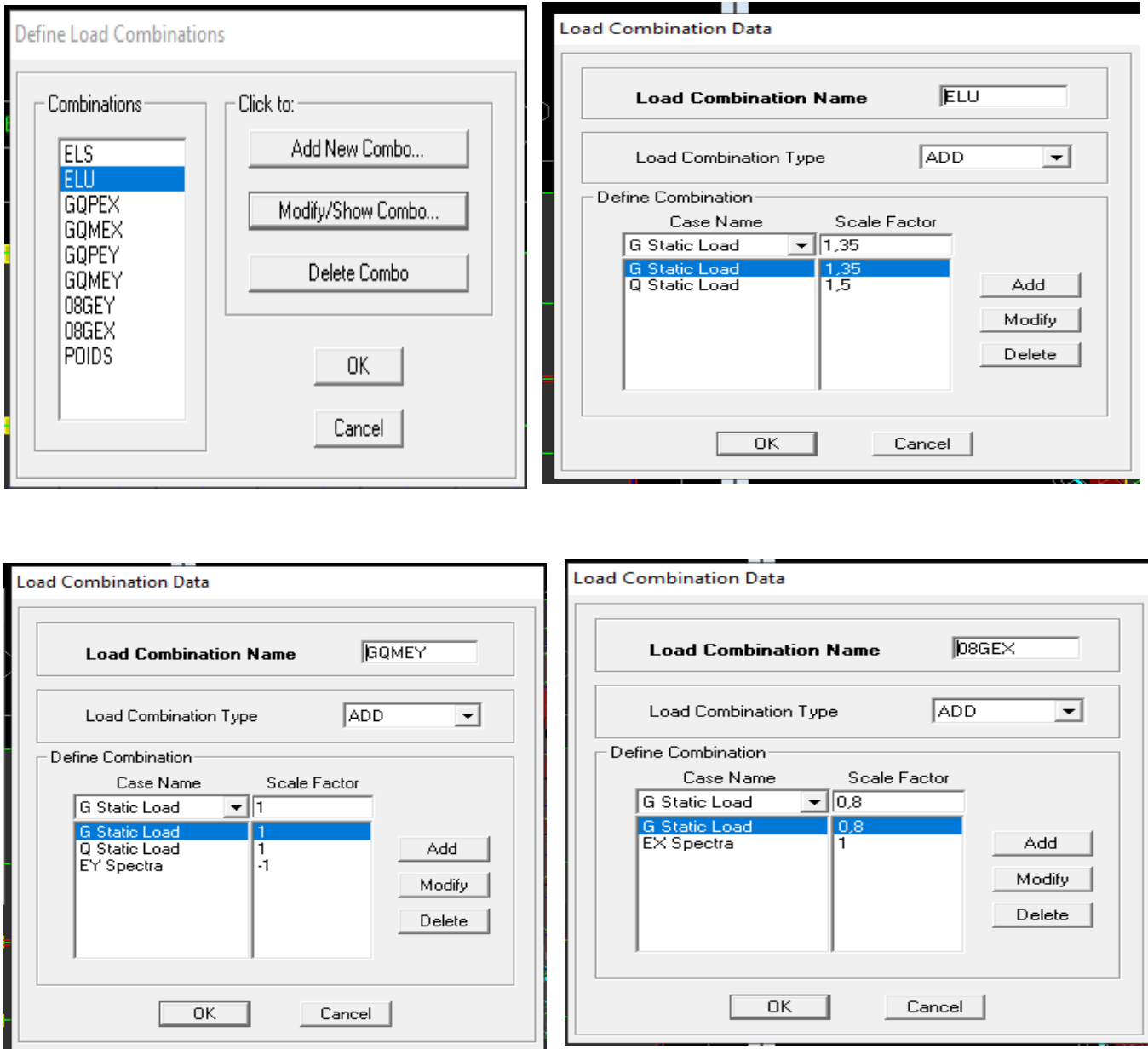


Figure IV.19 : Introduction des combinaisons d’actions.

**IV.3.8 : Spécification des conditions limites pour la structure :**

**a. Appuis :**

Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastres, ou comme encastres avec certaines relaxations. La liaison entre les deux éléments (fondation et poteau) dans le nœud et un encastrement, pour définir ça dans de l’ETABS on sélectionne les nœuds à la base.

Et on suit l’instruction suivante :

Assing ⇒ joint/point ⇒ Restraints.

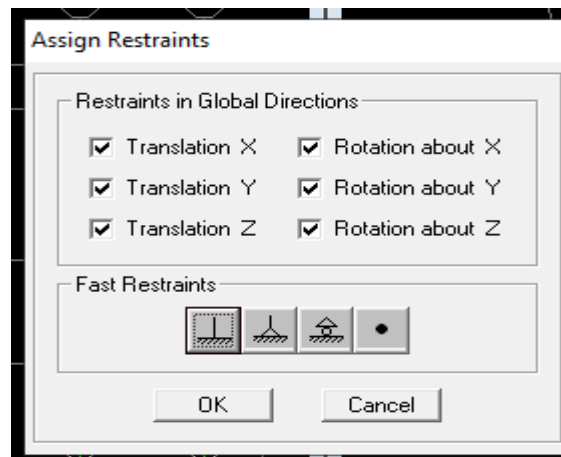



Figure IV.20 : Encastrement des appuis.

**b. Les diaphragmes :**

Les planchers sont supposés infiniment rigide pour cela on définit le diaphragme pour chaque plancher :

Assing  $\Rightarrow$  joint/point  $\Rightarrow$  Diaphragm. 

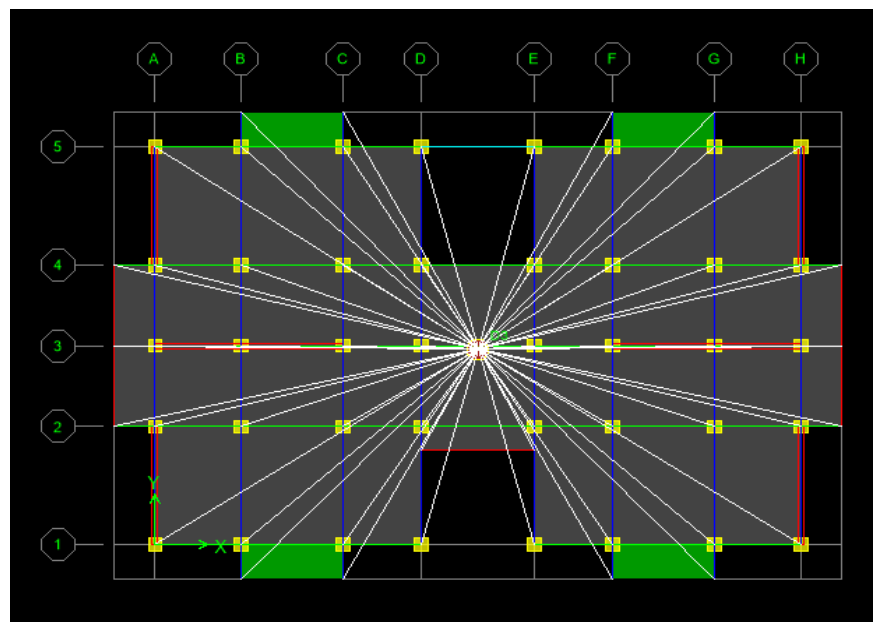
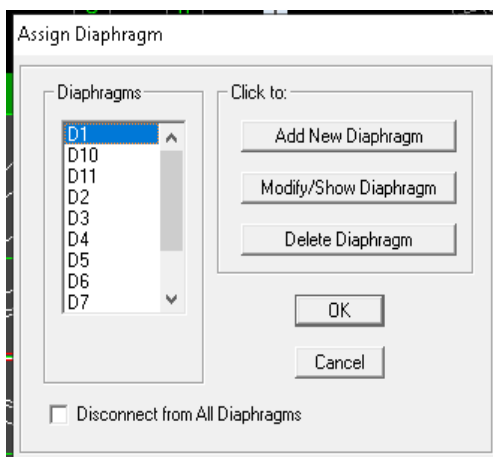


Figure IV.21 : Introduction des diaphragmes.

**IV.3.9 : Déroulement de l'analyse et visualisation des résultats :**

**a. Options d'analyses :**

Cette étape consiste à lancer l'analyse dynamique, mais il y a lieu de spécifier le nombre de mode à utiliser dans le calcul d'une manière on doit avoir une participation massique supérieure à 90% selon RPA 2003.

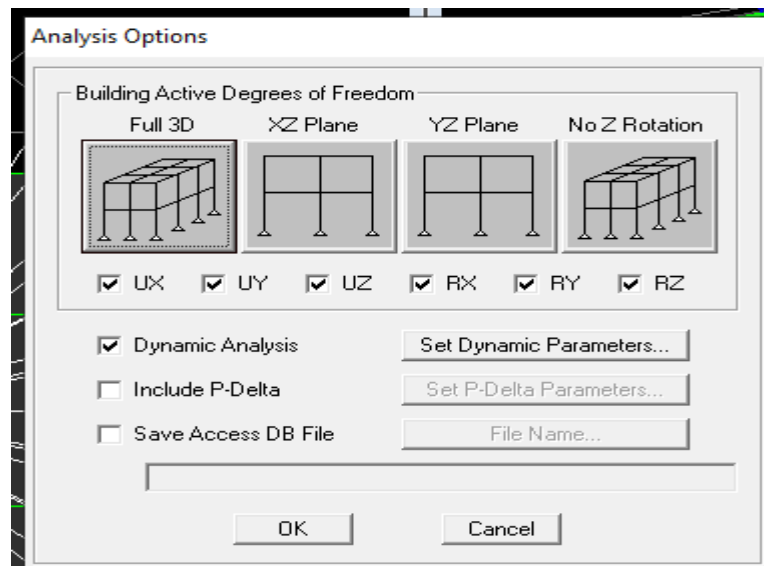


Figure IV.22 : Options d'analyses.

### b. Lancement d'analyse :

Exécution : Analyse  $\Rightarrow$  Run Analysis .

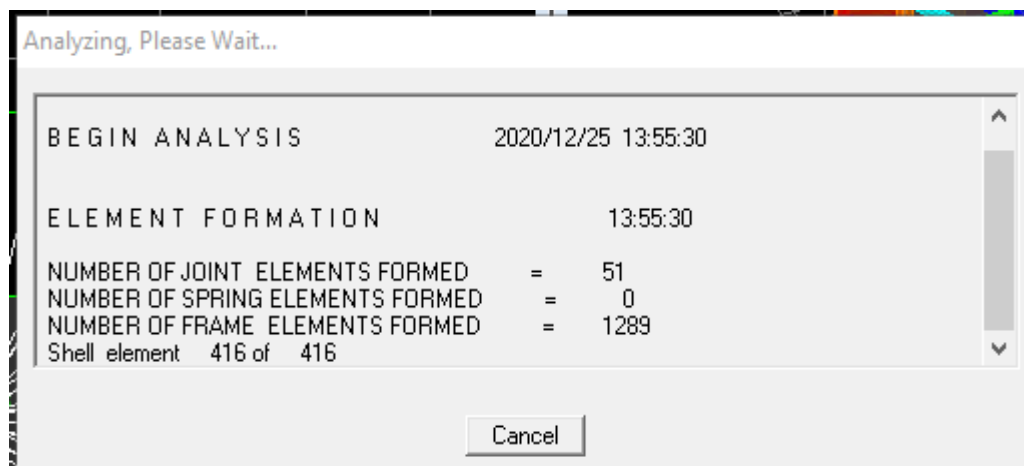


Figure IV.23 : Lancement d'analyses.

### c. Visualisation des différents résultats :

Dans cette étape on va visualiser les différents résultats.

- **Déplacement:**

Display  $\Rightarrow$  Show Deformed shape. 

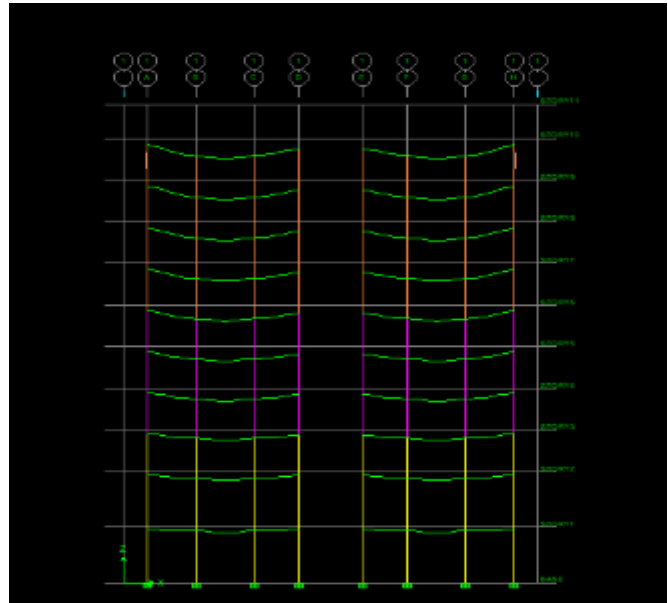
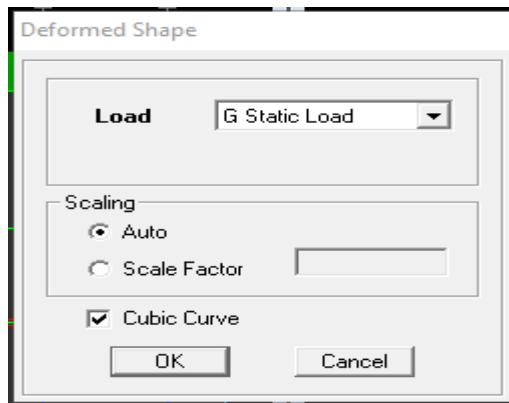


Figure IV.24 : Visualisation des déplacements.

Les déformations sous n'importe quel cas de charge peuvent être tracées et les valeurs des déformations aux niveaux des nœuds peuvent être affichées ou imprimées.

- **Visualisation des réactions :**

Display  $\Rightarrow$  Show Membre Force/stress Diagram  $\Rightarrow$  Support/Springs Reaction.

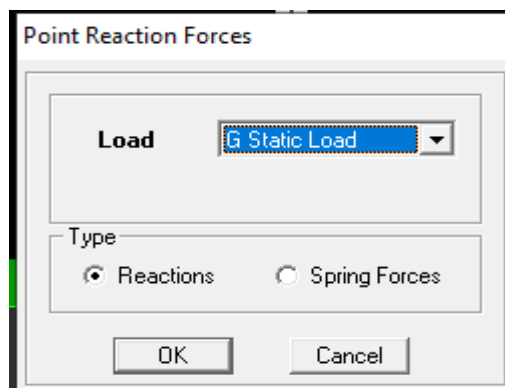


Figure IV.25 : Visualisation des réactions.

- **Visualisation des modes de vibration :**

Display  $\Rightarrow$  Show Mode Shape.

Les déformées des modes propres peuvent être illustrées et animées pour une meilleure appréciation et contrôle des modes des structures en espace.

- **Résultat d'analyse :**

Pour extraire les efforts internes, les contraintes et les déplacements sous forme de tableaux, on clique sur :

Display  $\Rightarrow$  Show Tables.

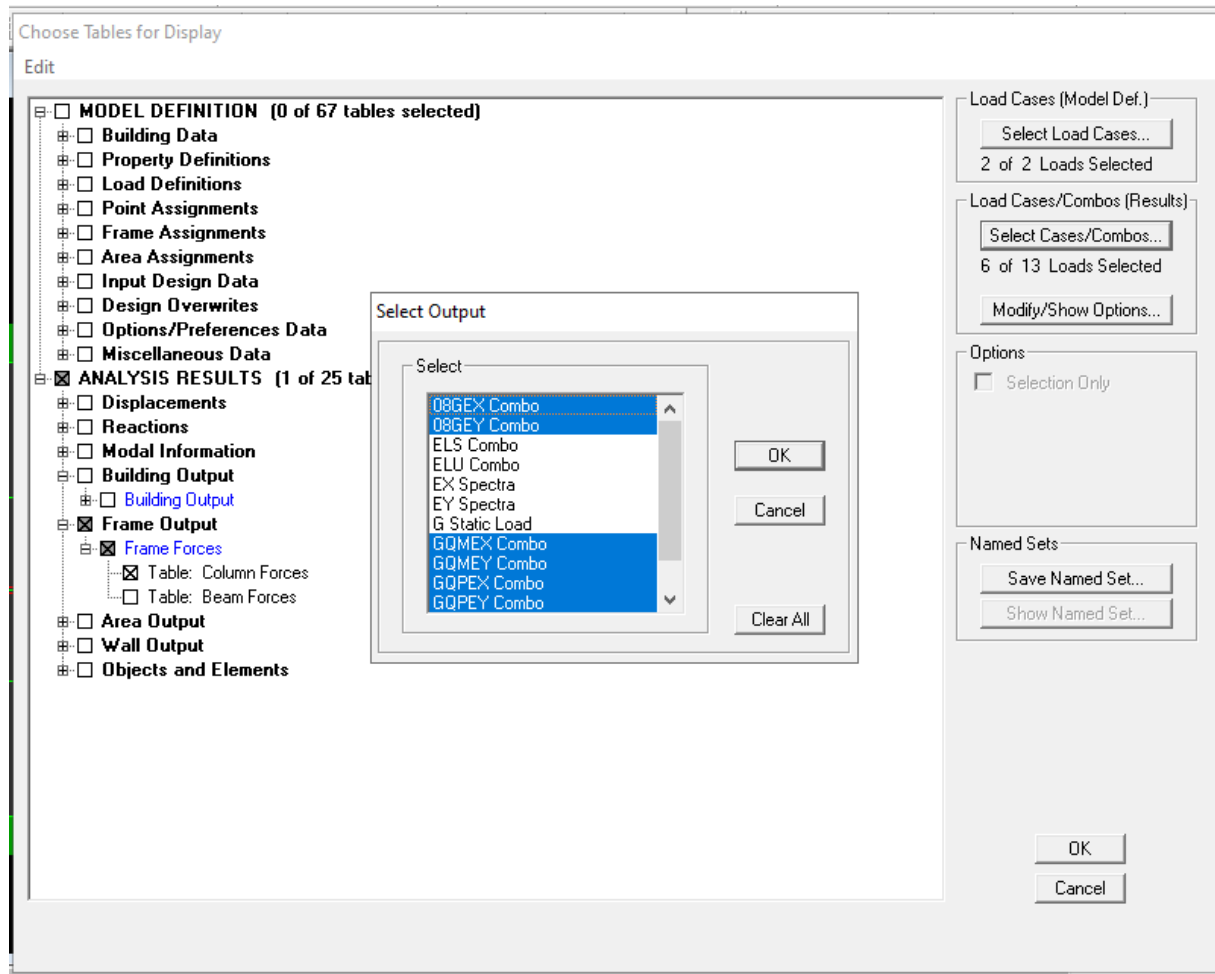


Figure IV.26 : Résultats d'analyses.



# CHAPITRE V :

## Vérification des conditions du RPA99.



**V.1 : Introduction :**

Ce chapitre consiste à analyser et vérifier les exigences du règlement parasismique algérien (RPA) qui sont :

- La période fondamentale de la structure.
- Le pourcentage de participation de la masse modale.
- Justification du système de contreventement.
- L'effort tranchant à la base.
- Les déplacements
- Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.
- L'effort normal réduit.
- Vérification de l'excentricité.

**V.2 : Méthode de calcul :**

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure doivent avoir pour objectif de reproduire au mieux le comportement réel de l'ouvrage, le calcul des forces sismique peut être mené suivant trois étapes :

- Par la méthode statique équivalent.
- Par la méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

**V.3 : Condition d'application de la méthode statique équivalente :**

(RPA99/version 2003/Art4.1.2)

**a. Condition sur la hauteur :**

La méthode s'applique directement pour le calcul des bâtiments dans la hauteur ne dépasse pas : 65m en zone I ; II<sub>a</sub> ; II<sub>b</sub>.  
30m en zone III.

**b. Condition sur la configuration :**

La méthode s'applique pour le calcul des bâtiments en plan et en élévation.

**c. Condition complémentaire :**

En zone II<sub>a</sub> et II<sub>b</sub> :

Les bâtiments du groupe d'usage 2 avec  $H < 23\text{m}$ .

Les bâtiments du groupe d'usage 1B avec  $H < 17\text{m}$ .

Les bâtiments du groupe d'usage 1A avec  $H < 10\text{m}$ .

Notre bâtiment n'est pas régulier en plans et la condition complémentaire n'est pas vérifiée donc la méthode équivalente n'est pas applicable.

Vu l'irrégularité en plan de notre bâtiment, nous utiliserons la méthode d'analyse modale spectrale pour analyse sismique. Cette dernière d'après le RPA99/version 2003 peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse. Le comportement supposé élastique de la structure, permet le calcul des modes propres.

## V.4 : Vérification des conditions du RPA :

### V.4.1 : Vérification de la période fondamentale : (RPA99/version2003/Art4.2.4)

Estimation de la période fondamentale  $T$  de la structure peut être estimée de la formule :

$$T = C_T h_n^{3/4}$$

Avec :

$h_N$ : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (n).

$C_T$ : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage. il est donné par le tableau 4.6 (RPA99/ version2003/tableau 4.6).  $C_T=0.05$

$$T_{RPA} = 0,05 \times (35,14^{3/4}) = 0,721 \text{ s.}$$

$$1,3 T_{RPA} = 0,938 \text{ s.}$$

#### ➤ Détermination de la période par ETABS :

Display  $\Rightarrow$  show tables  $\Rightarrow$  Analysis Results  $\Rightarrow$  modal information  $\Rightarrow$  Building Modal Information  $\Rightarrow$  Table: modal participation mass ratio

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combo...  $\rightarrow$  OK  $\rightarrow$  OK

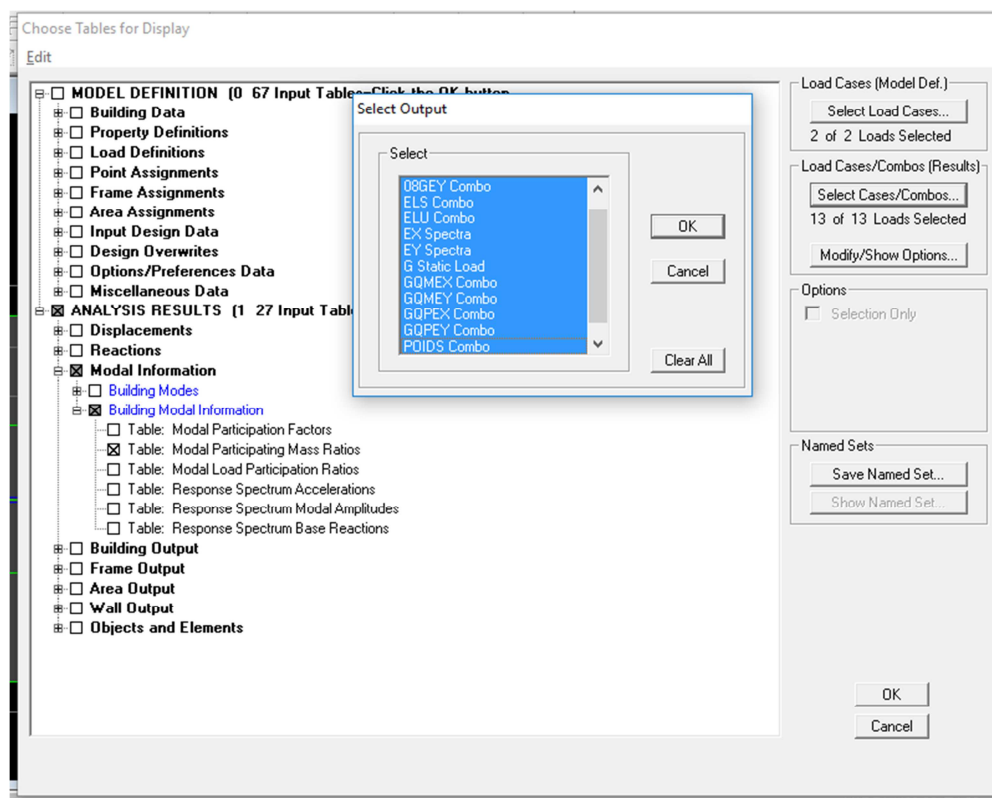


Figure V.1 : Affichage des informations modales.

Les résultats s'afficheront comme suit :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,731331	0,0000	70,0677	0,0000	0,0000	70,0677	0,0000	98,2972
2	0,680580	70,1402	0,0000	0,0000	70,1402	70,0677	0,0000	0,0000
3	0,609522	0,2134	0,0000	0,0000	70,3536	70,0677	0,0000	0,0000
4	0,167399	0,0000	18,2217	0,0000	70,3536	88,2893	0,0000	1,3772
5	0,156605	18,7941	0,0000	0,0000	89,1477	88,2893	0,0000	0,0000
6	0,135191	0,1247	0,0000	0,0000	89,2724	88,2893	0,0000	0,0000
7	0,106918	0,4938	0,0000	0,0000	89,7662	88,2893	0,0000	0,0000
8	0,098718	0,0000	0,4308	0,0000	89,7662	88,7201	0,0000	0,0381
9	0,094639	0,0000	0,0000	0,0000	89,7662	88,7201	0,0000	0,0000
10	0,069364	0,0000	5,7526	0,0000	89,7662	94,4727	0,0000	0,2239
11	0,067655	5,5241	0,0000	0,0000	95,2903	94,4727	0,0000	0,0000
12	0,055959	0,0001	0,0000	0,0000	95,2903	94,4727	0,0000	0,0000

Figure V.2 : Extraction de la période de la structure

Du tableau :  $T_{\text{etabs}} = 0,731331$  s

On a :  $1,3 \times T_{\text{RPA}} > T_{\text{etabs}} \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

#### V.4.2 : Le pourcentage de participation de la masse modale. (RPA2003/Art 4.3.4)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions 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. (**Article 4.3.4 RPA99 version 2003**).

Du logiciel ETABS on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau :

Mode	Period (s)	Sum UX (%)	SumUY(%)	SumUZ(%)
1	0,731331	0,00	70,0677	0,00
2	0,680580	70,1402	70,0677	0,00
3	0,609522	70,3536	70,0677	0,00
4	0,167399	70,3536	88,2893	0,00
5	0,156605	89,1477	88,2893	0,00
6	0,135191	89,2724	88,2893	0,00
7	0,106918	89,7662	88,2893	0,00
8	0,098718	89,7662	88,7201	0,00
9	0,094639	89,7662	88,7201	0,00
10	0,069364	89,7662	94,4727	0,00
11	0,067655	95,2903	94,4727	0,00
12	0,055959	95,2903	94,4727	0,00

Tableau V.1 : Mode de vibration et participation massique.

La condition du RPA est vérifiée au mode 11.

**V.4.3 : Justification du système de contreventement :**

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer. Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

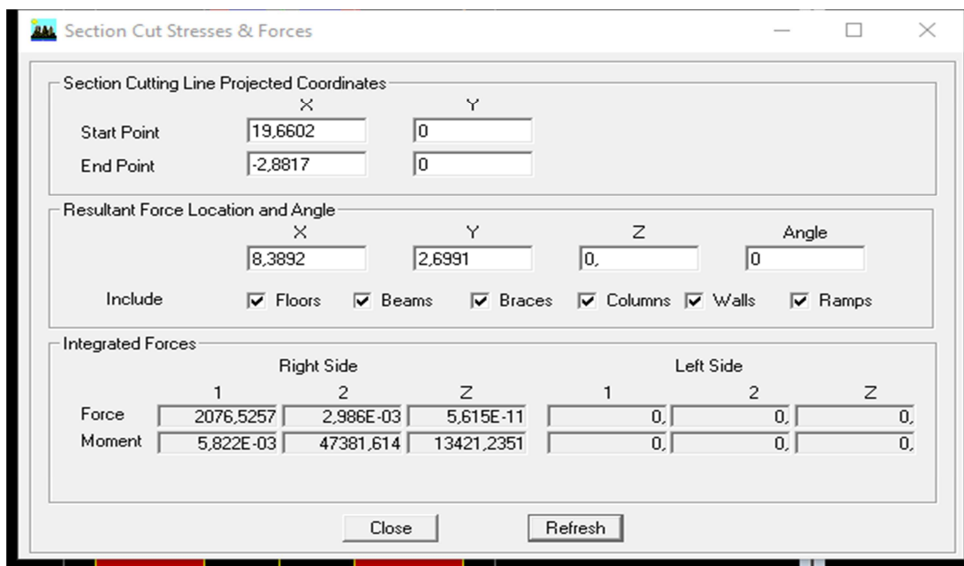
- On choisit d'abord la combinaison en cliquant sur :

**Display →show Deformed shape →Load: Ex spectra**

- On met la structure en élévation puis on coupe à la base avec :

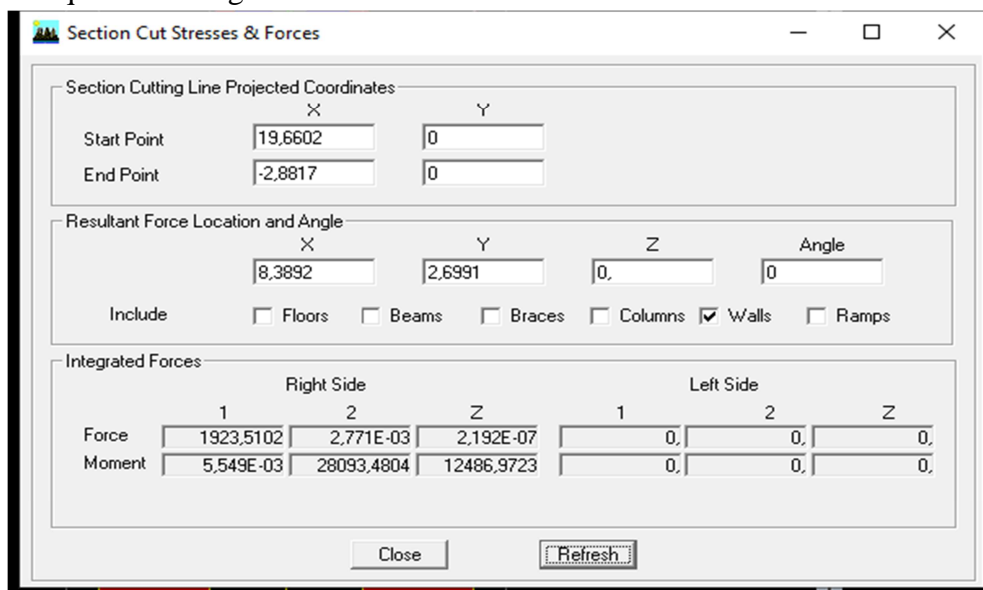
**Draw →Draw Section Cut**

- Une fenêtre s'affichera et elle sera complétée comme indiquée sur l'image suivante :



Ensuite, on clique sur **Refresh** et on relève la valeur sur la case (**Force-1**) : c'est la valeur de la force reprise par les voiles et les poteaux à la fois.

Puis on décoche les cases **columns, floors, beams, braces, ramps** et on clique sur **refresh** comme indiqué sur l'image suivante :



Enfin, on relève de nouveau la valeur de la force reprise uniquement par les voiles. De même pour le sens transversal, il suffit de changer la combinaison Ex par Ey et relever les valeurs sur la case (Force-2). Ainsi pour calculer le pourcentage des charges verticales, on choisit la combinaison "ELU" puis on relève les valeurs sur la case (Force-Z).

On obtient les résultats suivants :

**a. Charges sismiques reprise par les portiques :**

Sens xx : 7,38%

Sens yy : 7,77 %

**b. Charges sismiques reprise par les voiles :**

Sens xx : 92,62 %

Sens yy : 92,23 %

**c. Charges verticale reprise par les portiques :**

$N = 26386,705 \text{ KN} \Rightarrow 71,84\%$

**d. Charges verticales reprises par les voiles :**

$N = 10341,359 \text{ KN} \Rightarrow 28,16\%$

**Conclusion :**

Selon les résultats présentés, on voit bien que dans les deux sens (longitudinal et transversal) le système de contreventement doit travailler conjointement par les voiles. Dans ce cas notre système de contreventement (voile porteurs) assuré par des voiles.

D'après l'article 3.4 du RPA99 prescrit pour ce système de contreventement les recommandations suivantes :

Les voiles de contreventement doivent reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales, proportionnellement à leur rigidité relative, ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux donc :  $R = 3,5$  ce qui nous amène à changer le spectre et l'introduire dans ETABS, puis refaire l'analyse.

**V.4.4 : Vérification de l'effort tranchant à la base :**

La résultante des forces sismiques à la base  $V_t$  obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente  $V$  pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée ( **RPA99 version 2003/Art4.3.6**).

$$V_{\text{base.MSM}} \geq 80\% V_{\text{base.MSE}}$$

**a.  $V_{\text{base.MSM}}$  :**

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

**Display**  $\Rightarrow$  **Show Tables**  $\Rightarrow$  **ANALYSIS RESULTS**  $\Rightarrow$  **Modal Information**  $\Rightarrow$  **Building Modal Information**  $\Rightarrow$  **Response Spectrum Base Reactions**  $\Rightarrow$  **Select Cases/Combos**  $\Rightarrow$  **E Spectra+OK**.

Les résultats s'afficheront comme suit

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	EX	1	U1	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
	EX	2	U1	2584,18	0,00	0,00	0,000	62813,036	-20288,...
	EX	3	U1	8,50	0,00	0,00	0,000	188,353	-61,75...
	EX	4	U1	0,00	0,00	0,00	0,001	0,000	-0,00...
	EX	5	U1	852,19	0,00	0,00	0,000	4703,213	-6363,8...
	EX	6	U1	5,92	0,00	0,00	0,000	32,839	-54,76...
	EX	7	U1	25,71	0,00	0,00	0,000	154,156	-322,6...
	EX	8	U1	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
	EX	9	U1	0,00	0,00	0,00	0,000	0,004	-0,00...
	EX	10	U1	0,00	0,00	0,00	0,002	0,000	-0,00...
	EX	11	U1	322,10	0,00	0,00	0,001	1194,847	-2518,2...
	EX	12	U1	0,00	0,00	0,00	0,000	0,028	-0,07...
	EX	All	All	2764,98	0,00	0,00	0,003	63213,470	21610,0...
	EY	1	U2	0,00	2453,85	0,00	-59728,784	0,000	29446,2...
	EY	2	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
	EY	3	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
	EY	4	U2	0,00	826,23	0,00	-4667,997	0,000	9914,7...
	EY	5	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000

Figure V.3 : Effort tranchant à la base données par ETABS.

Puis, on relève les valeurs de l’effort tranchant tel que :

$$V_{x\text{dyn}} = F_1 = 2764,98 \text{ KN}$$

$$V_{y\text{dyn}} = F_2 = 2626,75 \text{ KN}$$

**b.  $V_{\text{base.MSE}}$ :**

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

$$V_{\text{base.MSE}} = \frac{A \times D \times Q}{R} W_t \text{ (RPA99 version 2003/Art 4.1)}$$

Avec :

A : coefficient d’accélération de zone (Tableau 4.1 RPA99 version 2003/Art4) groupe d’usage2 }  $\Rightarrow A = 0,15$   
 zone sismique II<sub>a</sub> }

D : facteur d’amplification dynamique moyen, il dépend de la période T du bâtiment, de l’amortissement et de la période T<sub>2</sub> associée au site sa valeur calculé par l’une des trois équations :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3s \end{cases}$$

Où : η : facteur de correction d’amortissement.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7 \Rightarrow \eta = 0,764$$

ξ : pourcentage d’amortissement critique en fonction des remplissage pour un voile eb béton armé, mur en maçonner ξ= 10%

$T_2$  : périodes caractéristique associées à la catégorie du site.

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
T <sub>2(s)</sub>	0,3	0,4	0,5	0,7

⇒ on prend :  $T_2 = 0,5s$

➤ Estimation de la période fondamentale (T) :  $T = 0,721s$ .

Dans notre cas  $T_2 \leq T \leq 3s$

Donc  $D = 2,5 \times 0,764 \times \left(\frac{0,5}{0,721}\right)^{2/3} = 1,496$

➤ R : coefficient de comportement de la structure. Il est selon le système de contreventement pour les voiles porteurs en béton armé  $R = 3,5$ .

$$V_{base, MSE} = \frac{A \times D \times Q}{R} W_t = \frac{0,15 \times 1,496 \times 1,20}{3,5} 38409,02 = 2955,08 \text{ KN.}$$

**Vérification :**

$$\left. \begin{array}{l} V_x = 2764,98 \text{ KN} > 0,8 \times 2955,08 = 2364,06 \text{ KN} \\ V_y = 2626,75 \text{ KN} > 0,8 \times 2955,08 = 2364,06 \text{ KN} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### V.4.5. Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suite :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \dots \dots \dots (\text{RPA 99 formule 4-19}).$$

Avec :

$\delta_{ek}$  : déplacement dû aux forces sismiques  $F_i$  (y compris l'effet de torsion).

R : coefficient de comportement.

$$\delta_{ki} - \delta_{ki-1} \leq 1\% h \text{ (hauteur d'étage considéré)} \dots \dots \dots (\text{formule 4.20 RPA99}).$$

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel **ETABS**.

**Display** ⇒ **show tables**, un tableau s'affichera s'affichera, et on coche les cases suivantes :

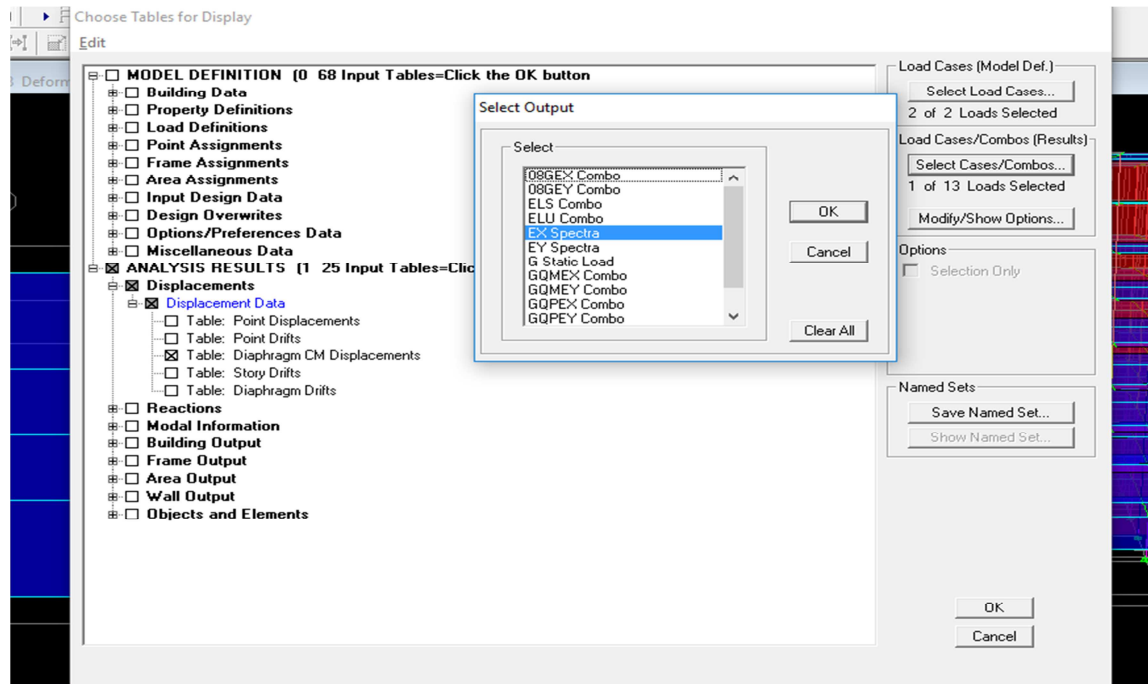


Figure V.4 : Méthode d’affichage des déplacements sur le logiciel ETABS.

- Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant X et Y :

Story	Diaphragm	UX	UY	Δkx (m)	Δky(m)	1%h (m)	Obs
Story 11	D11	0,0187	0,0193	0,0019	0,0009	0,0205	CV
Story 10	D10	0,0168	0,0184	0,0020	0,0021	0,0306	CV
Story 9	D9	0,0148	0,0163	0,0019	0,0022	0,0360	CV
Story 8	D8	0,0129	0,0141	0,0020	0,0021	0,0360	CV
Story 7	D7	0,0109	0,0120	0,0020	0,0022	0,0360	CV
Story 6	D6	0,0089	0,0098	0,0019	0,0021	0,0360	CV
Story 5	D5	0,0070	0,0077	0,0018	0,0021	0,0360	CV
Story 4	D4	0,0052	0,0056	0,0017	0,0018	0,0360	CV
Story 3	D3	0,0035	0,0038	0,0014	0,0016	0,0360	CV
Story 2	D2	0,0021	0,0022	0,0014	0,0015	0,0408	CV
Story 1	D1	0,0007	0,0007	0,0007	0,0007	0,0408	CV

Tableau V.2 : Déplacements relatifs des portiques par niveau suivant les deux sens.

**Conclusion :**

D’après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée.

**V.4.6 : Vérification de l’effet P-Δ :**

L’effet P-Delta ou effet de 2<sup>ème</sup> ordre peut être négligé dans le cas des

bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :  $\theta \leq 0.1$

Tel que  $\theta = \frac{\Delta \times P}{h \times V}$  .....(RPA99 version 2003/Art 5.9).

**Avec :**

P : poids total de la structure.

V : effort tranchant à l'étage considéré.

H : hauteur de l'étage.

$\Delta$  : le déplacement.

Niv	P	Sous Ex				Sous Ey			
		$\Delta k$	Vk	H	$\theta$	$\Delta k$	Vk	h	$\theta$
11	189,25	0,0019	41,19	2,50	0,00349	0,0009	38,87	2,50	0,00175
10	4091,65	0,0020	605,48	3,06	0,00441	0,0021	586,59	3,06	0,00478
9	7730,37	0,0019	1078,36	3,06	0,00445	0,0022	1034,55	3,06	0,00537
8	11369,08	0,0020	1445,00	3,06	0,00514	0,0021	1377,56	3,06	0,00566
7	15007,80	0,0020	1747,29	3,06	0,00561	0,0022	1662,15	3,06	0,00649
6	18776,57	0,0019	2011,18	3,06	0,00579	0,0021	1912,46	3,06	0,00673
5	22545,34	0,0018	2236,87	3,06	0,00592	0,0021	2126,32	3,06	0,00727
4	26314,10	0,0017	2421,46	3,06	0,00603	0,0018	2301,81	3,06	0,00672
3	30228,22	0,0014	2577,26	3,06	0,00536	0,0016	2451,46	3,06	0,00644
2	34318,62	0,0014	2703,32	4,08	0,00435	0,0015	2571,68	4,08	0,00490
1	388409,02	0,0007	2764,98	4,08	0,00241	0,0007	2626,75	4,08	0,00253

**Tableau V.3 : Justifications vis-à-vis de l'effet P- $\Delta$  .**

Dans notre cas l'effet de second ordre peut être négligé car la condition est satisfaite à tous les niveaux :  $\theta \leq 0,1$

#### **V.4.7 : Vérification de l'excentricité :**

D'après le RPA99/version 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  $\pm 0.05 L$ , (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) 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 et cela dans les deux sens. Pour cela, on procède de la manière suivante :

**Display  $\Rightarrow$  Show Tables  $\Rightarrow$  Analysis Results  $\Rightarrow$  Building Output  $\Rightarrow$  Center Mass Rigidity.**

Les résultats s'afficheront comme suite :

Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
STORY1	D1	409,5717	409,5717	12,000	7,763	409,5717	409,5717	12,000
STORY2	D2	388,1454	388,1454	12,000	7,764	388,1454	388,1454	12,000
STORY3	D3	383,3628	383,3628	12,000	7,736	383,3628	383,3628	12,000
STORY4	D4	376,7876	376,7876	12,000	7,736	376,7876	376,7876	12,000
STORY5	D5	376,7876	376,7876	12,000	7,736	376,7876	376,7876	12,000
STORY6	D6	370,1569	370,1569	12,000	7,736	370,1569	370,1569	12,000
STORY7	D7	364,3617	364,3617	12,000	7,736	364,3617	364,3617	12,000
STORY8	D8	364,3617	364,3617	12,000	7,736	364,3617	364,3617	12,000
STORY9	D9	364,3617	364,3617	12,000	7,736	364,3617	364,3617	12,000
STORY10	D10	343,0516	343,0516	12,000	8,044	343,0516	343,0516	12,000
STORY11	D11	16,8917	16,8917	12,000	13,200	16,8917	16,8917	12,000

Figure V.5 : Excentricité données par le logiciel ETABS.

On relève les valeurs des coordonnées des deux centres (gravité et torsion) puis on calcule leur écartement tel qu'il est montré sur le tableau suivant :

Story	XCM	YCM	XCR	YCR	ex= XCM -XCR	ey= YCM -YCR
Story 1	12,000	7,763	12,000	7,754	0,00	-0,009
Story 2	12,000	7,764	12,000	7,760	0,00	-0,004
Story 3	12,000	7,736	12,000	7,766	0,00	0,030
Story 4	12,000	7,736	12,000	7,770	0,00	0,034
Story 5	12,000	7,736	12,000	7,775	0,00	0,039
Story 6	12,000	7,736	12,000	7,779	0,00	0,043
Story 7	12,000	7,736	12,000	7,783	0,00	0,047
Story 8	12,000	7,736	12,000	7,787	0,00	0,051
Story 9	12,000	7,736	12,000	7,790	0,00	0,054
Story 10	12,000	8,044	12,000	7,793	0,00	-0,251
Story 11	12,000	13,200	12,000	12,844	0,00	-0,356

Tableau V.4 : Calcul de l'excentricité.

➤ Comparaison des résultats :

$$5\%L_x = 0,05 \times 27 = 1,35 > 0,00 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$5\%L_y = 0,05 \times 18,2 = 0,91 > 0,356 \quad \Rightarrow \quad \text{condition vérifiée.}$$

**V.4.8 : Vérification de l'effort normal réduit :**

L'effort normal réduit est donné par le rapport suivant :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \dots \dots \dots (\text{RPA99 version 2003/Art7.1.3.3})$$

Tel que :

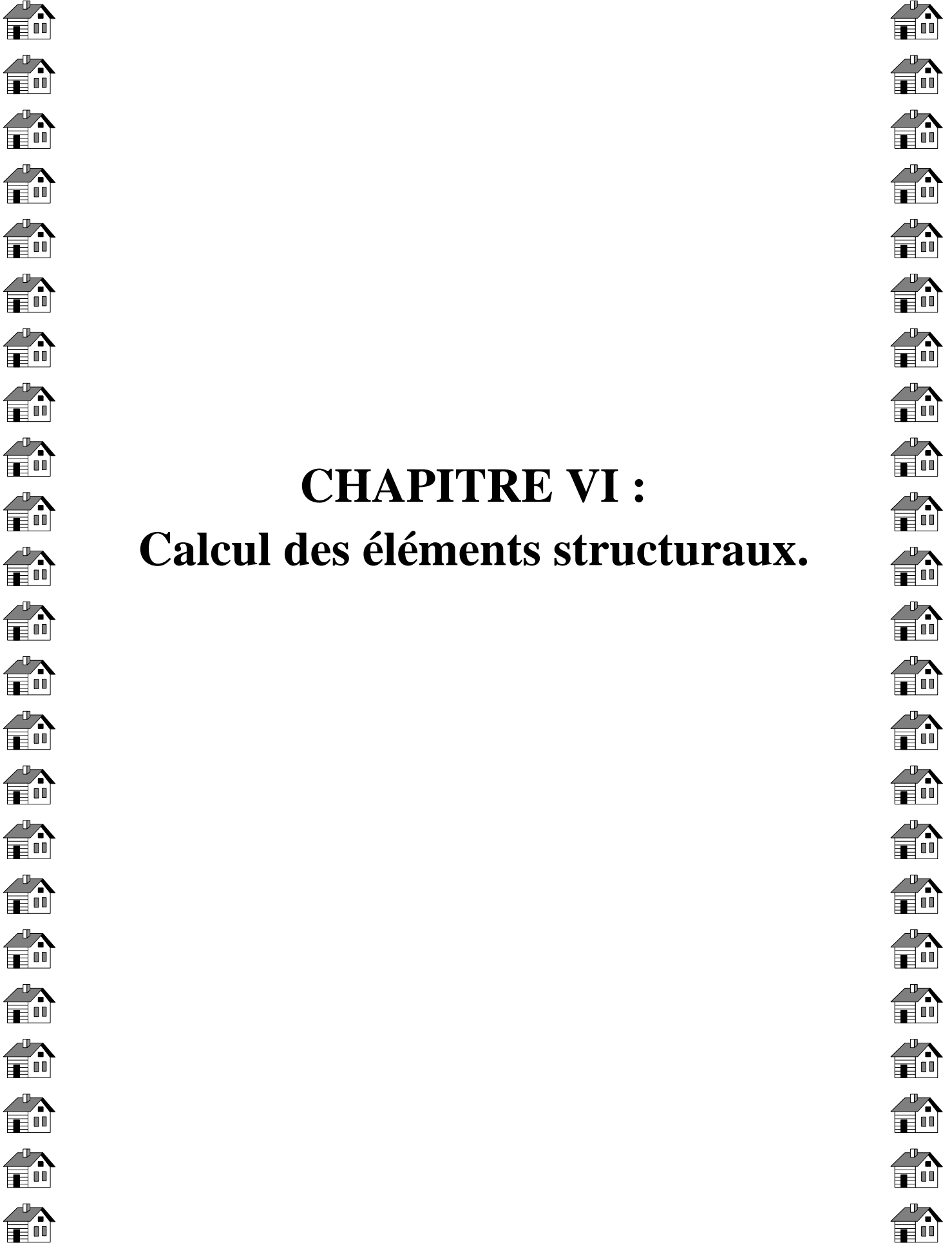
$B_c$ : section du Poteau.

$N_d$ : effort normal max dans les poteaux sous : (0,8G±E et G+Q±E)

$F_{c28}$ : la résistance caractéristique du béton.

On a :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} = \frac{1964,36}{0,5 \times 0,5 \times 25000} = 0,30 \leq 0,30 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$



**CHAPITRE VI :**  
**Calcul des éléments structuraux.**



**VI : Introduction :**

Ce chapitre est l'objectif principal de notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaire pour chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont :

- Les poteaux et les voiles qui seront calculés en flexion composée.
- Les poutres seront calculées en flexion simple.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la conception de notre structure sont citées dans ce tableau :

Situation	Béton				Acier		
	$\gamma_b$	$\theta$	$f_{c28}$ (MPa)	$f_{bu}$ (MPa)	$\gamma_s$	Fe (MPa)	$\sigma_s$ (MPa)
Durable	1,5	1	25	14,17	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	0,85	25	21,74	1	400	400

**Tableau VI.1.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux.**

**VI.1 : Ferrailage des poteaux :****VI.1.1 : Introduction :**

Les poteaux sont calculés à l'état limite ultime et au séisme, selon la combinaison la plus défavorable puis vérifiés à l'ELS en flexion composée, les calculs sont effectués en tenant compte de trois types de sollicitations :

- Effort normal maximal ( $N_{max}$ ) et le moment correspondant ( $M_{correspondant}$ ) .
- Effort normal minimal ( $N_{min}$ ) et le moment correspondant ( $M_{correspondant}$ ) .
- Moment fléchissant maximal ( $M_{max}$ ) et l'effort normal correspondant ( $N_{correspondant}$ ) .

➤ **Combinaisons des charges :**

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les combinaisons suivantes :

**Selon BAEL91 :**

ELU :  $1,35G+1,5Q$  (situation durable).

**Selon le RPA99 :** situation accidentelle (Art5.2)

$G+Q+E$

$0,8G+E$

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra à la maximale des trois valeurs (le cas le plus défavorable).

**VI.1.2 : Recommandation du RPA 99/Version 2003 :**

**a. Armatures longitudinales :**

D’après le RPA99/version 2003 (**Art 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique **IIa** est limité à :

- Le pourcentage minimal est de **0,8%** de la section du poteau.
- Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

Section des Poteaux (cm <sup>2</sup> )	Percentage minimal	Percentage maximal (cm <sup>2</sup> )	
	A <sub>min</sub> =0,8% b h(cm <sup>2</sup> )	Zone de recouvrement A <sub>max</sub> =6% b h	Zone courante A <sub>max</sub> =4% b h
(50x50)	20	150	100
(45 x 45)	16,2	121,5	81
(40 x 40)	12,8	96	64

**Tableau VI.1.2 : Récapitulatif des sections d’acier recommandées par RPA**

- Le diamètre minimal est de 12 mm .
- La longueur minimale des recouvrements est de 40 φ en zone II.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ≤ 25 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l’extérieur des zones nodales (zones critiques).

**b. Armatures transversales :**

**Le rôle des armatures transversales consiste à :**

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l’aide de la formule suivante:

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e} \dots \dots \dots \text{RPA version 2003 (Art 7.4.2.2).}$$

Avec :

- V<sub>u</sub> : est l’effort tranchant de calcul
- h<sub>1</sub> : est la hauteur totale de la section brute
- f<sub>e</sub> : est la contrainte limite élastique de l’acier d’armature transversale
- ρ : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant; il est pris égal à 2,50 si l’élançement géométrique λg dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- t : est l’espacement des armatures transversales ; Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit:

- **Dans la zone nodale :**

$t \leq \text{Min}(10\emptyset, 15\text{cm})$  en zone IIa.

- **Dans la zone courante :**

$t' \leq 15 \emptyset$  en zone IIa.

$\emptyset 1$  : est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ **La quantité d'armatures transversales minimale  $A_t / t \cdot b_1$  en %** est donnée comme suit:

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

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

Si  $3 < \lambda_g < 5$  : interpoler entre les valeurs limites précédentes.

$\lambda_g$  est l'élançement géométrique du poteau

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

Avec :

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$l_f$  : la longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à  $135^\circ$  ayant une longueur droite de  $10 \emptyset t$  minimum.

### VI.1.3 : Calcul du ferrailage :

#### a. Calcul des armatures longitudinales :

Chaque poteau est soumis à un effort normal  $N$  (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant  $M$ , ce qui nous conduit à étudier deux cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC).

Si  $N_u$  est un effort de traction on a :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \left( \frac{h}{2} - c \right) \Rightarrow \text{la section est entièrement comprimée.}$$

$$\text{Où : } e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left( \frac{h}{2} - c \right) \Rightarrow \text{la section est partiellement comprimée.}$$

➤ **Section partiellement comprimée (SPC) :**

La section est partiellement comprimée si :

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

Dans ce cas il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bu}.$$

Avec :

$N_u$  : Effort de compression.

$M_f$  : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = N_u \times g = N_u \left( \frac{h}{2} - c + e \right) = M_U + N_U \left( \frac{h}{2} - c \right)$$

$$F_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b}$$

$\gamma_b = 1,5e\theta = 1$  Pour fissuration durable.

$\gamma_b = 1,15e\theta = 0,85$  Pour fissuration accidentelle.

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2f_{bu}}$$

**1<sup>er</sup> cas :**

$\mu \leq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$  la section est simplement armée (**SSA**).

$$A_{sc} = 0$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \text{ avec : } \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est :

$$A_{sc} = 0$$

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\gamma_s}$$

**2<sup>ème</sup> cas :**

$\mu \geq \mu_\ell = 0,392 \Rightarrow$  la section est doublement armée (**SDA**).

**On calcul :**

$$M_1 = \mu_\ell bd^2f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_1$$

Avec :

$M_1$  : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_{scf} = \frac{M_1}{\beta_1 d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_{stf} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \text{ Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

La section réelle d'armature est :  $A_{sc} = A_{scf}$ ,  $A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s}$ .

➤ **Section entièrement comprimée (SEC) :**

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

Si l'inégalité suivante n'est pas vérifiée :  $N_u(d - c') - M_f \leq \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) bh^2f_{bu}$ .

$\Rightarrow$  Donc la section est entièrement comprimée.

Il faut donc vérifier l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c') - M_f > \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) bh^2f_{bu} \Rightarrow (A)$$

Deux cas peuvent se présenter :

**1<sup>er</sup> cas :**

Si l'inégalité (A) est vérifiée, donc la section nécessite des armatures inférieures comprimées.

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

$$A_s = \frac{N_u - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A'_s$$

**2<sup>ème</sup> cas :**

Si l'inégalité (A) n'est pas vérifiée, la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c'est-à-dire :

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

**➤ Exemple de calcul :**

$N_{\max} = -1504,99 \text{ KN} \Rightarrow M_{\text{corr}} = 7,843 \text{ KN.m (ELU)}$ .

$N$  : effort de compression.

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{7,843}{1504,99} = 0,0052 \text{ m} < \frac{h}{2} - c = \frac{0,5}{2} - 0,025 = 0,225 \text{ m}$$

**Calcul du moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \left( \frac{h}{2} - c \right) = 7,843 + 1504,99 \left( \frac{0,5}{2} - 0,025 \right) = 346,46 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - c') - M_f = 1504,99(0,475 - 0,025) - 346,46 = 330,78 \text{ KN.M.}$$

$$\left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu} = \left( 0,475 - 0,81 \frac{0,025}{0,5} \right) \times 0,5 \times 0,5^2 \times 14,17 \times 10^3 = 769,608 \text{ KN.m.}$$

On a :  $N_u(d - c') - M_f > \left( 0,337 - 0,81 \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu}$  donc la section est entièrement comprimée.

$$N_u(d - c') - M_f < \left( 0,5 - \frac{c'}{h} \right) bh^2 f_{bu} = 797,06 \text{ KN.m.} \Rightarrow A_s = 0 \text{ cm}^2.$$

**Calcul de  $A_s'$  :**

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$\text{Avec : } \Psi = \frac{0,357 + \frac{N(d-c') - M_f}{bh^2 f_{bc}}}{0,8571 - \frac{c'}{h}} = \frac{0,357 + \frac{1504,99 \times 10^3 (47,5 - 2,5) - 346,46 \times 10^5}{50 \times 50^2 \times 14,17 \times 10^2}}{0,8571 - \frac{2,5}{50}} = 0,67$$

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} = \frac{1504,99 \times 10^3 - 0,67 \times 50 \times 50 \times 14,17 \times 10^2}{348 \times 10^2} = 0 \text{ cm}^2.$$

➤ **Ferraillage à l'ELU :**

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Niveau	Section	Sollicitation	Combinaison	N [KN]	M [KN. m]	Nature	A <sub>inf</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>sup</sub> [cm <sup>2</sup> ]	A <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Ferraillage	A <sub>adopté</sub> [cm <sup>2</sup> ]
Sous-sol au 1 <sup>er</sup> étage.	50 × 50	N <sup>max</sup> – M <sup>corres</sup>	ELU	-1964,36	-22,221	SEC	0	0	20	4HA20+4 H16	20,60
		N <sup>min</sup> – M <sup>corres</sup>	0,8GE	-274,24	-11,695	SEC	0	0			
		N <sup>corres</sup> – M <sup>max</sup>	GQE	-411,15	56,67	SEC	0	0			
2 <sup>ème</sup> au 4 <sup>ème</sup> étage	45 × 45	N <sup>max</sup> – M <sup>corres</sup>	ELU	-973,09	-19,348	SEC	0	0	16,2	4HA20+4 HA14	18,71
		N <sup>min</sup> – M <sup>corres</sup>	0,8GE	347,39	6,556	SEC	0	0			
		N <sup>corres</sup> – M <sup>max</sup>	GQE	-219,23	61,17	SPC	0,72	0			
5 <sup>ème</sup> au 8 <sup>ème</sup> étage	40 × 40	N <sup>max</sup> – M <sup>corres</sup>	ELU	-587,09	1,829	SEC	0	0	12,8	4HA16+4 HA14	14,19
		N <sup>min</sup> – M <sup>corres</sup>	0,8GE	52,6	1,533	SEC	0	0			
		N <sup>corres</sup> – M <sup>max</sup>	GQE	-26,8	-60,147	SPC	3,78	0			

**Tableau VI.1.3 : Calcul des armatures pour les poteaux.**

**VI.1.4 : Vérifications aux exigences du RPA :****a. Armatures longitudinales selon les recommandations du RPA**

[Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003] :

Délimitation de la zone nodale

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \right\}$$

$$L' = 2 \times h$$

Avec :

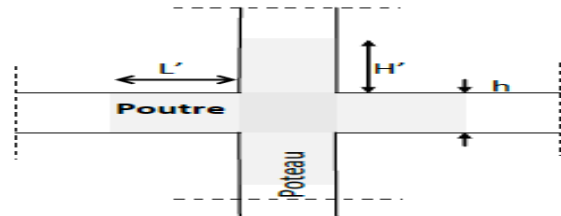
 $h_e$ : Hauteur de l'étage. $(b_1, h_1)$ : dimensions du poteau. $h$ : hauteur de la poutre.

Figure.VI.1.1 : Zone nodale dans le poteau.

Poteaux (50×50) :  $h' = 68\text{cm}$ .Poteaux (45×45) :  $h' = 60\text{cm}$ .Poteaux (40×40) :  $h' = 60\text{ cm}$ .Poutre principale :  $L' = 2 \times 35 = 70\text{cm}$ .Poutre secondaire :  $L' = 2 \times 30 = 60\text{cm}$ **b. Armatures transversales selon les recommandations du RPA**

[Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003] :

• **Diamètre des barres : (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99)**

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.

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

Avec :

 $\phi_l$ : Diamètre maximal des armatures longitudinales.Nous adopterons des cadres de section :  $A_t = 2,01\text{cm}^2 = 4\text{HA8}$ .**Espacement des armatures : (Art 7.4.2.2 RPA99/ 2003)**

Selon le RPA la valeur maximale de l'espacement " $S_t$ " des armatures transversales est fixée comme suite :

➤ **En zone nodale** :  $S_t \leq \min(10\Phi_1, 15\text{cm}) = 14\text{cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$ .

➤ **En zone courante** :  $S_t \leq 15\Phi_1 = 15 \times 1,4 = 21\text{cm} \Rightarrow S_t = 13\text{cm}$ .

Avec :  $\Phi_1$  : Diamètre minimal des armatures longitudinales.• **Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale (Art7.4.2.2 RPA99) :**

La quantité minimale d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0,3 \% \times S_t \times b \quad \text{si: } \lambda_g \geq 5$$

Interpoler entre les deux valeurs limites si :  $3 \leq \lambda_g \leq 5$

If=0,7 l<sub>0</sub> l<sub>0</sub> : c'est la hauteur du poteau.

Poteaux (cm <sup>2</sup> )	l <sub>0</sub> (m)	If(m)	$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$	Observations
50x50	4,08	2,856	5,712	$\lambda_g \geq 5$
45x45	3,06	2,142	5,01	$\lambda_g \geq 5$
40x40	3,06	2,142	5,355	$\lambda_g \geq 5$

❖  $A_t^{min} = 0,3 \% \times S_t \times b$

Poteaux	$A_t^{min} [cm^2]$		$A_{adoptée} [cm^2]$	Observations	
	Zone courante $S_t = 13cm$	Zone nodale $S_t = 10cm$		Zone courante	Zone nodale
50x50	1,95	1,5	2,01	CV	CV
45x45	1,755	1,35	2,01	CV	CV
40x40	1,56	1,2	2,01	CV	CV

**Conclusion :** Les armatures transversales des poteaux (50x50) ,(45x45), (40x40) seront composées de 2 cardes  $\varnothing 8$  :  $A_t = 2,01 cm^2$ .

- **La longueur de scellement droit (Art A6.1.22 BAEL 91/modifié99)**

$$f_e = \frac{\Phi f_e}{4\tau_{su}}$$

**Avec :**  $\psi_s = 1,5$  pour les aciers à haute adhérence.

$\Phi$  : Diamètre maximale des armatures.

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 MPa$$

$$\tau_{su} = 0,6 \Psi_s^2 f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 MPa.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour le HA20} \rightarrow L = 70,55cm \\ \text{Pour le HA16} \rightarrow L = 56,44 cm \\ \text{Pour le HA14} \rightarrow L = 49,38 cm \end{array} \right.$$

- **Longueur de recouvrement : (Art 7.5.2.1 RPA99/ 2003)**

Pour  $f_e = 400MPa \Rightarrow L = 40\varnothing$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour le HA20} \rightarrow L = 40\varnothing = 40 \times 2,0 = 80cm \\ \text{Pour le HA16} \rightarrow L = 40\varnothing = 40 \times 1,6 = 64 cm \\ \text{Pour le HA14} \rightarrow L = 40\varnothing = 40 \times 1,4 = 56 cm \end{array} \right.$$

### VI.1.5 : Vérifications à L'ELU :

- **Vérification au cisaillement : (Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003)**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton  $\tau_{bu}$  sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite  $\bar{\tau}_{bu}$ .

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

$$\text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si : } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Dans notre cas : 0,075 car :  $\lambda_g \geq 5$

$$\text{Donc : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa.}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Section	$V_u$ [KN]	$\tau_{bu}$	$\rho_d$	$\bar{\tau}_{bu}$ (RPA) [MPa]	Observation
50x50	34,95	0,014	0,075	1,875	Condition vérifiée
45x45	40,78	0,021	0,075	1,875	Condition vérifiée
40x40	43,37	0,028	0,075	1,875	Condition vérifiée

**TableauVI.1.4 : Vérification au cisaillement.**

- **Condition de non fragilité :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adoptée}} > A_{\text{min}} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

Sections	$A_{\text{min}}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{\text{adoptée}}$ (cm <sup>2</sup> )	Observations
50 × 50	2,898	20,60	Condition vérifiée
45 × 45	2,336	18,71	Condition vérifiée
40 × 40	1,835	14,19	Condition vérifiée

**TableauVI.1.5 : Vérification de la condition de non fragilité.**

### VI.1.6 : Vérification à L'ELS :

Dans le cas des poteaux, il y' a lieu de vérifiée :

#### État limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification n'est nécessaire car la fissuration est peu nuisible.

#### Contrainte dans le béton :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton afin de les comparer aux contraintes admissibles :

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

On a deux cas à vérifier, en flexion composée à l'ELS :

- Si  $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow$  la section est entièrement comprimée.

La section homogène est :  $S = b \cdot h + \eta(A_s + A'_s)$

$$V_1 = \frac{1}{B_0} \left[ \frac{b \cdot h^2}{2} + 15(A_s \cdot c' + A'_s \cdot d) \right] \Rightarrow V_2 = h - V_1$$

Le moment d'inertie de la section total homogène :

$$I = \frac{b}{3} \cdot (V_1^3 + V_2^3) + 15 [A_s (V_1 - c)^2 + A'_s (V_2 - c)^2]$$

$$\sigma_{b1} = \left( \frac{N_s}{B_0} + \frac{M_s^{v1}}{I_G} \right) \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Puisque  $\sigma_{b1} > \sigma_{b2}$ , donc il suffit de vérifier que  $\sigma_b < \bar{\sigma}_b$

$N_s$  : Effort de compression à l'ELS

$M_s$  : Moment fléchissant à l'ELS

$B_0$  : Section homogénéisée ( $B_0 = b \cdot h + 15 A_s$ ).

- Si  $\frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \rightarrow$  la section est partiellement comprimée.

Il faut vérifier que :  $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$

$$\sigma_b = K \cdot y_1 \quad \text{et} \quad K = \frac{M_s}{I_{x-x}}$$

$$I_{x-x} = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - c')^2]$$

On a :  $y_1 = y_2 + c$

$y_2$  : est à déterminer par l'équation suivante :  $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

Avec :

$$p = -3c^2 - \frac{90A'_s}{b} (c - c') + \frac{90A_s}{b} (d - c)$$

$$q = -2c^3 - \frac{90A'_s}{b} (c - c')^2 + \frac{90A_s}{b} (d - c)^2$$

Avec :  $c$  : Distance entre le centre de pression et la fibre la plus comprimée ( $c = \frac{h}{2} - e$ )

➤ Tableau récapitulatif des vérifications de contraintes calculées en utilisant le logiciel (SOCOTEC) :

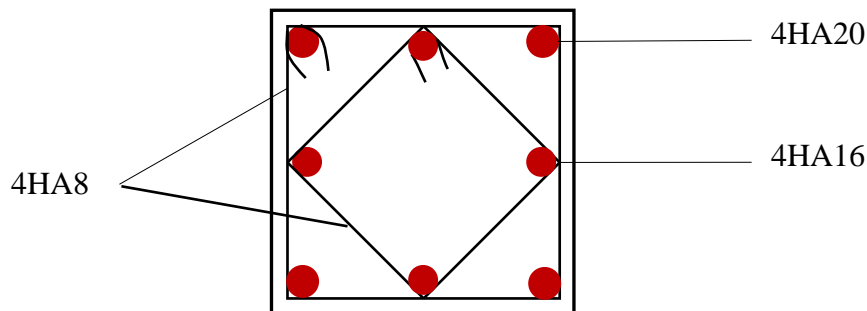
Niveau	Section	Sollicitation	$N_s$ [KN]	$M_s$ [KN.m]	$e_s$ [m]	Observation	$\sigma_{bsup}$ [MPa]	$\sigma_{binf}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	$\sigma_{ssup}$ (MPa)	$\sigma_{sinf}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ [MPa]	Vérification
Sous-sol au 1 <sup>er</sup> étage.	50 × 50	$N^{max} - M^{corres}$	-1093,7	-5,631	0,0048	SEC	3,68	3,34	15	54,9	50,3	400	CV
		$N^{min} - M^{corres}$	-288,13	-3,146	0,0166	SEC	1,02	0,83		15,1	12,6		CV
		$N^{corres} - M^{max}$	-887,32	-28,203	0,025	SEC	3,69	2,0		54,1	31,3		CV
2 <sup>ème</sup> au 4 <sup>ème</sup> étage	45 × 45	$N^{max} - M^{corres}$	-708,67	-14,024	0,018	SEC	3,3	2,18		48,5	33,7		CV
		$N^{min} - M^{corres}$	-153,02	4,485	0,038	SEC	0,77	0,41		11,3	6,5		CV
		$N^{corres} - M^{max}$	-475,38	19,698	0,039	SEC	2,62	1,06		38	17,1		CV
5 <sup>ème</sup> au 8 <sup>ème</sup> étage	40 × 40	$N^{max} - M^{corres}$	-428,89	1,279	0,0037	SEC	2,19	2,04		32,7	30,8		CV
		$N^{min} - M^{corres}$	-12,99	8,084	0,78	SPC	0,63	0		7,93	-12,8		CV
		$N^{corres} - M^{max}$	-82,26	25,852	0,30	SPC	2,16	0		28,3	-29,9		CV

Tableau VI.1.6 : Vérification des contraintes.

**VI.1.7 : Schéma de ferrailage des poteaux :****Poteaux (50×50) :**

Les armatures longitudinales :  $4\text{HA}20 + 4\text{HA}16 = 20,6\text{cm}^2$

Les armatures transversales :  $4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$

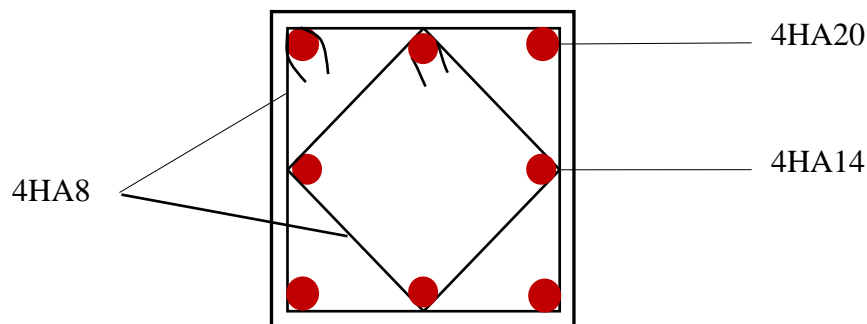


**Figure VI.1.2: Ferrailage Poteau 50x50**

**Poteaux (45×45) :**

Les armatures longitudinales :  $4\text{HA}20 + 4\text{HA}14 = 18,71\text{cm}^2$

Les armatures transversales :  $4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$

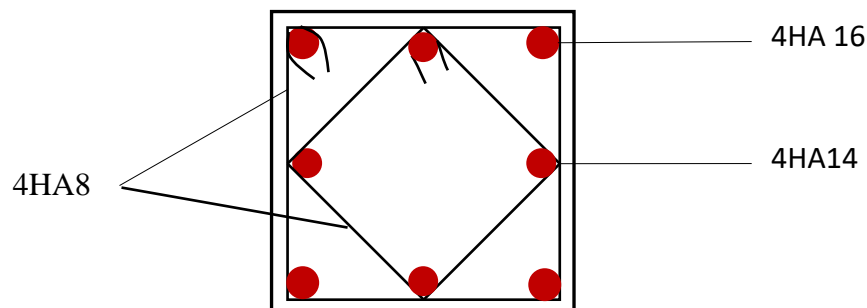


**Figure VI.1.3: Ferrailage Poteau 45x45**

**Poteaux (40×40) :**

Les armatures longitudinales :  $4\text{HA}16 + 4\text{HA}14 = 14,19\text{cm}^2$

Les armatures transversales :  $4\text{HA}8 = 2,01\text{cm}^2$



**Figure VI.1.4 : Ferrailage Poteau 40x40.**

**VI.2 : Ferrailage des poutres :**

Les poutres seront ferrillées en flexion simple à l'ELU et vérifiées à l'ELS, sous les combinaisons des charges les plus défavorables.

**VI.2.1 : Recommandation du RPA99 version 2003 :****a. Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1) :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5 %** en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  - **4 %** en zone courante.
  - **6 %** en zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de :  $40\phi$  en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à  $(90^\circ)$ .

On rappelle que les poutres principales sont dans le sens y-y et les poutres secondaires dans le sens x-x :

	Pourcentage minimal $A_{min} = 0,5\%bh$ (cm <sup>2</sup> )	Pourcentage maximal ( cm <sup>2</sup> )	
		Zone de recouvrement $A_{max}=6\%bh$	Zone courante $A_{max}=4\%bh$
Poutres principales (30x35)	5,25	63	42
Poutres secondaires (25x30)	3,75	45	30

**Tableau VI.2.1 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA.**

**b. Armatures transversales (Art 7.5.2.2) :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003xStxb$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires, le minimum  $(h/4 ; 12\phi)$
- En dehors de la zone nodale :  $St \leq h/2$

Avec :

$\Phi$  : c'est le plus petit diamètre des armatures longitudinales.

$St$  : espacement maximal entre les armatures transversales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

**VI.2.2 : Etape de calcul des armatures longitudinales :**

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivant :

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

Si  $\mu_b \leq \mu_l = 0,392$  la section est simplement armée c-à-d la section ne comprendra que les

aciers tendus alors :  $A_s = \frac{M_u}{\beta_r d \sigma_s}$

Si  $\mu_b \geq \mu_l = 0,392$  la section est doublement armée c-à-d la section comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés, on calcul alors :

$$M_r = \mu_r b d^2 f_{bc}$$

$$\Delta M = M_u - M_r$$

Avec :

$M_r$  : le moment utile pour une section simplement armée.

$M_u$  : le moment maximum à l'ELU dans les poutres.

**Armatures tendues :**  $A_s = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$

**Armatures comprimées :**  $A_s' = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$

➤ Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants :

**1- Ferrailage des poutres principales (30x35) :**

Niveau	Localisation	Mu (KN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
8	Travée	51,286	0,110	SSA	0,942	4,74	3HA16=6,03
	Appuis	71,364	0,154	SSA	0,916	6,78	3HA14+3HA12=8,01
7	Travée	59,579	0,128	SSA	0,931	5,57	3HA16=6,03
	Appuis	79,294	0,170	SSA	0,906	7,62	3HA14+3HA12=8,01
6	Travée	59,584	0,128	SSA	0,931	5,57	3HA16=6,03
	Appuis	79,102	0,170	SSA	0,906	7,60	3HA14+3HA12=8,01
5	Travée	60,172	0,130	SSA	0,930	5,63	3HA16=6,03
	Appuis	79,221	0,170	SSA	0,906	7,61	3HA14+3HA12=8,01
4	Travée	59,557	0,128	SSA	0,931	5,57	3HA16=6,03
	Appuis	77,103	0,166	SSA	0,909	7,38	3HA14+3HA12=8,01
3	Travée	58,047	0,124	SSA	0,934	5,41	3HA16=6,03
	Appuis	74,903	0,162	SSA	0,911	7,16	3HA14+3HA12=8,01
2	Travée	53,365	0,114	SSA	0,939	4,94	3HA16=6,03
	Appuis	69,372	0,150	SSA	0,918	6,58	3HA14+3HA12=8,01
1	Travée	46,407	0,100	SSA	0,947	4,26	3HA16=6,03
	Appuis	60,588	0,130	SSA	0,930	5,67	3HA14+3HA12=8,01
RDC	Travée	37,851	0,082	SSA	0,957	3,44	3HA16=6,03
	Appuis	51,756	0,112	SSA	0,940	4,79	3HA14+3HA12=8,01
s-sol	Travée	37,136	0,080	SSA	0,958	3,37	3HA16=6,03
	Appuis	48,525	0,104	SSA	0,945	4,47	3HA14+3HA12=8,01

**Tableau VI.2.2 : calcul des armatures pour les poutres principales.**

➤ Exemple de calcul pour les armatures en travées des poutres principales :

$M_u = 51,286 \text{ KN.m}$

Calcul du moment réduit :  $\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{51,286 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0,110$

Avec :  $f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$

$\mu = 0,110 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  section simplement armée

$\mu = 0,110 \Rightarrow \beta = 0,942$  (Tableau des sections rectangulaire en flexion simple)

Armatures principales :

$$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{51,286 \times 10^3}{0,942 \times 33 \times 348} = 4,74 \text{ cm}^2$$

Avec :  $\sigma_{st}$  : contrainte des aciers tendus

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa.}$$

2- Ferrailage des poutres secondaires (25x30) :

Niveau	Localisation	Mu (KN.m)	$\mu$	Obs	$\beta$	$A_{cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{adoptée}$ (cm <sup>2</sup> )
8	Travée	40,090	0,144	SSA	0,922	4,46	3HA12+2HA12=5,65
	Appuis	48,247	0,172	SSA	0,905	5,47	3HA12+2HA14=6,47
7	Travée	47,539	0,170	SSA	0,906	5,38	3HA12+2HA12=5,65
	Appuis	51,717	0,186	SSA	0,886	5,99	3HA12+2HA14=6,47
6	Travée	46,178	0,166	SSA	0,909	5,21	3HA12+2HA12=5,65
	Appuis	51,012	0,182	SSA	0,899	5,82	3HA12+2HA14=6,47
5	Travée	45,404	0,162	SSA	0,911	5,11	3HA12+2HA12=5,65
	Appuis	50,112	0,180	SSA	0,900	5,71	3HA12+2HA14=6,47
4	Travée	43,921	0,158	SSA	0,914	4,93	3HA12+2HA12=5,65
	Appuis	47,643	0,170	SSA	0,906	5,39	3HA12+2HA14=6,47
3	Travée	42,274	0,152	SSA	0,917	4,73	3HA12+2HA12=5,65
	Appuis	45,282	0,162	SSA	0,911	5,10	3HA12+2HA14=6,47
2	Travée	38,043	0,136	SSA	0,927	4,21	3HA12+2HA12=5,65
	Appuis	41,013	0,154	SSA	0,916	4,82	3HA12+2HA14=6,47
1	Travée	32,552	0,116	SSA	0,938	3,56	3HA12+2HA12=5,65
	Appuis	34,773	0,124	SSA	0,934	3,82	3HA12+2HA14=6,47
RDC	Travée	26,433	0,094	SSA	0,951	2,85	3HA12+2HA12=5,65
	Appuis	28,292	0,102	SSA	0,946	3,06	3HA12+2HA14=6,47
s-sol	Travée	20,230	0,072	SSA	0,963	2,15	3HA12+2HA12=5,65
	Appuis	25,700	0,092	SSA	0,952	2,63	3HA12+2HA14=6,47

Tableau VI.2.3 : Calcul des armatures pour les poutres secondaires.

➤ **Exemple de calcul pour les armatures en travées des poutres secondaires :**

$M_u = 40,090 \text{ KN.m}$

Calcul du moment réduit :  $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{40,090 \times 10^3}{25 \times 28^2 \times 14,2} = 0,144$

**Avec :**  $f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$ .

$\mu = 0,144 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow$  section simplement armée

$\mu = 0,144 \rightarrow \beta = 0,922$  (Tableau des sections rectangulaire en flexion simple)

Armatures principales :

$A_u = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{40,090 \times 10^3}{0,922 \times 28 \times 348} = 4,46 \text{ cm}^2$

**VI.2.3 : Vérification à l'ELU :**

**a. Vérification de condition de non fragilité (BAEL91 Art4.5) :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}$$

**Poutre principale (30x35) cm<sup>2</sup> :**  $A_{\min} = \frac{0,23 \times 30 \times 35 \times 2,1}{400} = 1,20 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}}$

**Poutre secondaire (25x30) cm<sup>2</sup> :**  $A_{\min} = \frac{0,23 \times 25 \times 30 \times 2,1}{400} = 0,90 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}}$

La condition de non fragilité est vérifiée.

**b. Justification sous sollicitation d'effort tranchant (BAEL 91 ArtA.5.1) :**

La contrainte tangentielle conventionnelle utilisée pour les calculs relatifs à l'effort tranchant est définie par :

$$\tau_u = \frac{\tau_u^{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :  $\bar{\tau}_u \leq \min \left( \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$

**Poutre principale (30x35) cm<sup>2</sup> :**  $T_u^{\max} = 84,04 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{84,04 \times 10^3}{300 \times 330} = 0,848 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**Poutre secondaire (25x30) cm<sup>2</sup> :**  $T_u^{\max} = 42,05 \text{ KN}$

$\tau_u = \frac{42,05 \times 10^3}{250 \times 280} = 0,601 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**c. Influence de l'effort tranchant sur le béton aux appuis (BAEL91 Art5.1.3) :**

$$T_u \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 b d f_{c28}}{\gamma_b}$$

**Poutre principale (30x35) cm<sup>2</sup> :**

$T_u = 84,04 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 300 \times 330 \times 25 \times 10^{-3}}{1,5} = 594 \text{ KN} \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**Poutre secondaire (25x30) cm<sup>2</sup> :**

$T_u = 42,05 \text{ KN} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 \times 250 \times 280 \times 25 \times 10^{-3}}{1,5} = 420 \text{ KN} \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**d. Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left( T_u + \frac{M_u^a}{0,9d} \right)$$

Si :  $\left( T_u + \frac{M_u^a}{0,9d} \right)$  est inférieur  $\Rightarrow$  la vérification n'est pas nécessaire.

**Poutre principale (30x35) cm<sup>2</sup> :**  $\left( T_u + \frac{M_u^a}{0,9d} \right) = 84,04 - \frac{79,294}{0,9 \times 0,33} = -182,94 \text{ KN}$

**Poutre secondaire (25x30) cm<sup>2</sup> :**  $\left( T_u + \frac{M_u^a}{0,9d} \right) = 42,05 - \frac{51,717}{0,9 \times 0,28} = -163,17 \text{ KN}$

Dans les deux cas les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

**e. Vérification de l'entraînement des barres :**

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9d \Sigma u_i} \leq \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa} ;$$

Avec :

$$\Psi_s = 1,5 \text{ (acier de haute adhérence)}$$

$$\Sigma u_i : \text{somme des périmètres utiles des barres} = n \times \phi \times \pi.$$

**Poutre principale :**

$$\Sigma u_i = 3 \times 14 \times 3,14 + 3 \times 12 \times 3,14 = 244,92 \text{ cm} \Rightarrow \tau_{se} = \frac{80,04 \times 10^3}{0,9 \times 330 \times 244,92} = 1,10 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Poutre secondaire :**

$$\Sigma u_i = 2 \times 14 \times 3,14 + 3 \times 12 \times 3,14 = 200,96 \text{ cm} \Rightarrow \tau_{se} = \frac{42,05 \times 10^3}{0,9 \times 280 \times 200,96} = 1,830 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_{se} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les contraintes d'adhérence sont vérifiées, donc il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

**f. Calcul de longueur de scellement droit des barres :**

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

Avec :  $\bar{\tau}_s$  : la contrainte d'adhérence :  $\bar{\tau}_s = 0,6 \Psi_s^2 f_{tj} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$ .

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour HA16 : } l_s = 56,43 \text{ cm.} \\ \text{Pour HA14 : } l_s = 49,82 \text{ cm.} \\ \text{Pour HA12 : } l_s = 42,28 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

Le BAEL admettent que l'encrage d'une barre rectiligne assuré lorsque la partie encrée mesuré au moins  $l_a = 0,4 \times l_s$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour HA16 : } l_a = 0,4 \times 56,43 = 23 \text{ cm.} \\ \text{Pour HA14 : } l_a = 0,4 \times 49,82 = 20 \text{ cm.} \\ \text{Pour HA12 : } l_a = 0,4 \times 42,28 = 17 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

**g. Calcul des armatures transversal :****Poutre principale :**

Selon le BAEL91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier :

$$\Phi t \leq \min \left( \frac{h}{35} ; \varphi_1 ; \frac{b}{10} \right) = \min (1 ; 1,2 ; 3) \text{ où } \Phi 1 \text{ est le plus petit diamètre utilisé dans le ferrailage.}$$

$$\text{Soit : } \Phi t = 8 \text{ mm} \Rightarrow \text{Soit } A_t = 4 \text{ HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 .$$

**Poutres secondaires :**

$\Phi t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \varphi_1; \frac{b}{10}\right) = \min(0,85; 1,2; 2,5)$  où  $\Phi 1$  est le plus petit diamètre utilisé dans le ferrailage.

Soit  $\Phi t = 8\text{mm} \Rightarrow$  Soit  $A_t = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$

**f) Calcul des espacements :****Poutre principale :**

Zone nodale :  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_1\right) = \min(8,75; 12) \Rightarrow S_t = 10\text{cm}$ .

Zone courante :  $S_t \leq \frac{h}{2} = 17,5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$ .

**Poutre secondaire :**

Zone nodale :  $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\varphi_1\right) = \min(7,5; 12) \Rightarrow S_t = 10\text{cm}$ .

Zone courante :  $S_t \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15\text{cm}$ .

**➤ Armatures transversales minimales :****Poutres principales :**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_{t\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{t\min}$  ..... Condition vérifiée.

**Poutres secondaires :**

La quantité d'armatures minimales est :

$$A_{t\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 25 = 1,125 \text{ cm}^2$$

$A_t > A_{t\min}$  ..... Condition vérifiée.

**VI.2.4 : vérification à l'ELS :**

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

**a. Etat limite de compression du béton :**

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible. Il faut vérifier que :  $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ .

Les résultats sont donnés dans les tableaux suivants :

## 1- Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres principales :

Niv	Loca	M <sub>s</sub> (KN.m)	A <sub>ado</sub>	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ <sub>b</sub> (MPa)	Obs
8	Travée	25,898	6,03	0,609	0,885	28,39	173,32	6,10	15	CV
	Appuis	34,390	8,01	0,809	0,871	23,85	176,04	7,38		
7	Travée	23,739	6,03	0,609	0,885	28,39	158,87	5,59	15	CV
	Appuis	36,953	8,01	0,809	0,871	23,85	189,16	7,93		
6	Travée	24,196	6,03	0,609	0,885	28,39	161,93	5,70	15	CV
	Appuis	35,274	8,01	0,809	0,871	23,85	180,57	7,57		
5	Travée	24,125	6,03	0,609	0,885	28,39	161,45	5,68	15	CV
	Appuis	33,542	8,01	0,809	0,871	23,85	171,70	7,19		
4	Travée	23,629	6,03	0,609	0,885	28,39	158,13	5,56	15	CV
	Appuis	32,436	8,01	0,809	0,871	23,85	166,04	6,96		
3	Travée	23,247	6,03	0,609	0,885	28,39	155,58	5,48	15	CV
	Appuis	32,671	8,01	0,809	0,871	23,85	167,24	7,01		
2	Travée	23,342	6,03	0,609	0,885	28,39	156,21	5,50	15	CV
	Appuis	32,387	8,01	0,809	0,871	23,85	165,79	6,95		
1	Travée	22,877	6,03	0,609	0,885	28,39	153,10	5,39	15	CV
	Appuis	31,660	8,01	0,809	0,871	23,85	162,07	6,79		
RDC	Travée	26,219	6,03	0,609	0,885	28,39	175,46	6,18	15	CV
	Appuis	34,605	8,01	0,809	0,871	23,85	177,14	7,42		
s-sol	Travée	26,622	6,03	0,609	0,885	28,39	178,16	6,27	15	CV
	Appuis	35,774	8,01	0,809	0,871	23,85	178,01	7,46		

Tableau VI.2.4 : Vérification des contraintes dans le béton pour les poutres principales.

Avec :

$$\rho_1 = \frac{100A}{b_0 d} \text{ puis on déduit les valeurs de } \beta_1 \text{ et } K_1$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

## 2- Vérification de l'état limite de compression du béton des poutres secondaires :

Niv	Loca	M <sub>s</sub> (KN.m)	A <sub>ado</sub>	ρ <sub>1</sub>	β <sub>1</sub>	K <sub>1</sub>	σ <sub>s</sub> (MPa)	σ <sub>b</sub> (MPa)	σ̄ <sub>b</sub> (MPa)	Obs
8	Travée	12,067	5,65	0,807	0,871	23,89	87,57	3,66	15	CV
	Appuis	18,493	6,47	0,924	0,865	21,96	118,01	5,37		
7	Travée	13,351	5,65	0,807	0,871	23,89	96,69	4,04	15	CV
	Appuis	18,802	6,47	0,924	0,865	21,96	119,98	5,46		
6	Travée	12,423	5,65	0,807	0,871	23,89	90,16	3,77	15	CV
	Appuis	18,842	6,47	0,924	0,865	21,96	120,24	5,47		
5	Travée	11,500	5,65	0,807	0,871	23,89	83,46	3,49	15	CV
	Appuis	18,927	6,47	0,924	0,865	21,96	120,78	5,50		
4	Travée	10,290	5,65	0,807	0,871	23,89	74,67	3,12	15	CV
	Appuis	18,268	6,47	0,924	0,865	21,96	116,57	5,31		
3	Travée	9,243	5,65	0,807	0,871	23,89	67,08	2,80	15	CV
	Appuis	18,362	6,47	0,924	0,865	21,96	117,17	5,33		
2	Travée	7,711	5,65	0,807	0,871	23,89	55,96	2,34	15	CV
	Appuis	18,490	6,47	0,924	0,865	21,96	117,99	5,37		
1	Travée	6,060	5,65	0,807	0,871	23,89	43,98	1,84	15	CV
	Appuis	17,963	6,47	0,924	0,865	21,96	114,63	5,22		
RDC	Travée	5,240	5,65	0,807	0,871	23,89	38,03	1,59	15	CV
	Appuis	15,978	6,47	0,924	0,865	21,96	101,96	4,64		
s-sol	Travée	4,869	5,65	0,807	0,871	23,89	35,33	1,47	15	CV
	Appuis	13,680	6,47	0,924	0,865	21,96	87,30	3,97		

Tableau VI.2.5 : Vérification des contraintes dans le béton pour les poutres secondaires.

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

**b. Etat limite de déformation :**

Selon les règles de BAEL 91(Art B-6-5.1) le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions ci-après ne sont pas vérifiées.

**Poutre principale :**

$$1- \frac{h}{l} = \frac{35}{460} = 0,076 \geq \frac{1}{16} = 0,062 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$2- \frac{A_u}{b \times d} = \frac{8,01}{30 \times 33} = 0,0081 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{500} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$3- \frac{h}{l} = \frac{35}{460} = 0,076 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{36,622}{10 \times 35,774} = 0,074 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**Poutre secondaire :**

1-  $\frac{h}{l} = \frac{30}{420} = 0,071 \geq \frac{1}{16} = 0,062$  ..... **Condition vérifiée.**

2-  $\frac{A_u}{b \times d} = \frac{6,47}{25 \times 28} = 0,0092 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105$  ..... **Condition vérifiée.**

3-  $\frac{h}{l} = \frac{30}{420} = 0,071 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{12,067}{10 \times 18,493} = 0,065$  ..... **Condition vérifiée.**

**Conclusion :**

Les trois conditions sont vérifiées pour toutes les poutres, alors on se dispense de la vérification de la flèche.

### VI.3 : Ferrailage des voiles :

#### VI.3.1 : Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et 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'exploitation (**Q**), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales due aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Nous allons ferrailer nos voiles par zone. Car on a constaté qu'il est possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau.

Avec :

Zone I  $\Rightarrow$  s-sol, RDC et 1<sup>er</sup> étages

Zone II  $\Rightarrow$  2<sup>ème</sup>, 3<sup>ème</sup>, 4<sup>ème</sup> étages

Zone III  $\Rightarrow$  5<sup>ème</sup>, 6<sup>ème</sup>, 7<sup>ème</sup>, et 8<sup>ème</sup> étages

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données comme suit :

Selon le BAEL 91 :

$$\text{ELU } (1,35G+1,5Q)$$

$$\text{ELS } (G+Q)$$

Selon le RPA99 modifié en 2003 :

$$G+Q\pm E$$

$$0,8G\pm E$$

#### VI.3.2 : Méthode de calcul :

La méthode utilisée est la méthode de RDM, qui se fait pour une bonde de largeur (d).

- **Exposé de la méthode des bondes :**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N, M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ;  $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Le découpage du diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par la formule suivante (Art.7.7.4. RPA2003)

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right) \quad ; \quad L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L \quad ; \quad L_t = L - L_c$$

**Avec :**

he : hauteur entre nus de plancher du voile considéré.

Lc : longueur de la zone comprimée.

Lt : longueur tendue.

**a. Efforts normaux :**

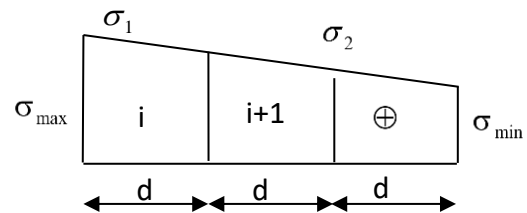
Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

**Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

**Avec :** e : épaisseur du voile.



**Section partiellement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

**Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

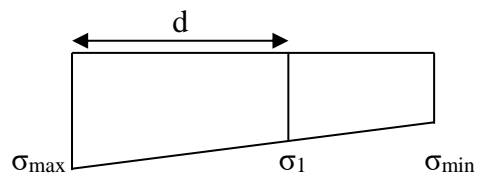
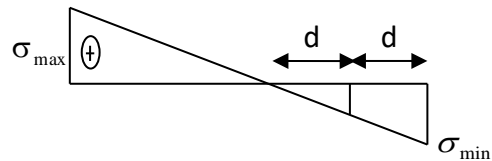


Figure VI.3.1 : Diagrammes des contraintes des différentes sections

**Remarque :**

Il est nécessaire d'adopter un ferrailage symétrique afin d'assurer la sécurité en d'inversion de l'action sismique.

**b. Section d'armatures :**

➤ **Armatures verticales :**

**Section entièrement comprimée :**

$$A_v = \frac{N_{i+B} \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

**Avec :** B : section du voile ⇒ B = d x e

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

$$f_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\gamma_s}$$

**Section partiellement comprimée :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

**Section entièrement tendue :**

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

➤ **Armatures horizontales :**

**VI.3.3 : Exigence du RPA : (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003) :**

- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de  $10\phi$ .
- La section des armatures horizontales doit être :  $A_H > 0,15\%.B$
- 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.

**VI.3.4 : Exigence du BAEL : (Art A.8 ?4/BAEL 91 modifié 99) :**

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

**Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux :**

**(Art A.7.7.4.3 RPA99 modifié 2003)**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 15%.
- En zone courantes 0,10 %.

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends. Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après **l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003.**

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

➤ **Armatures minimales :**

• **Section entièrement comprimée :**

$$A_{min} \geq 4\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$0,2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5\%$$

• **Section partiellement comprimée :**

Condition de non fragilité :

$$A_{min} \geq \frac{0,23Bf_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} \geq 0,2\%.B.$$

- **Section entièrement tendue :**

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq \frac{0,23Bf_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0,15\%.B$$

- **Diamètre minimum : (ArtA.7.7.4.3/ RPA99 modifié 2003)**

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

- **Armatures pour les potelets :**

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

- **Espacement : (Art7.7.4.3/RPA99 modifié 2003)**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1.5e \\ S_t \leq 30\text{cm} \end{cases} \quad \text{Avec : } e = \text{épaisseur du voile} \Rightarrow \mathbf{S_t = 30\text{ cm.}}$$

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

- **Longueur de recouvrement :**

Elles doivent être égales à :

- $40\phi$  pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\phi$  les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.

- **Armatures de coutures : (Art 7.7.4.3 RPA99 modifiée 2003)**

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

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} \quad \text{On a : } V = 1,4 T$$

Avec : T: Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

- **Diamètre maximal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.  $\Phi_{\max} = \frac{e}{10} = 20\text{ mm.}$

**VI.3.5 : Les vérifications :****VI.3.5.1 : Vérification à l'ELU :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15\text{MPa}$$

**Avec :** $N_s$  : effort normal appliqué.

B : section du béton.

A : section d'armatures adoptée.

**a. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

D'après le RPA (Art 7.7.2 RPA99 modifié 2003), on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{\bar{V}}{b_0d} \leq \bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 5\text{MPa} \quad \bar{V} = 1,4V$$

**Avec :** $b_0$  épaisseur du linteau ou du voile.

d : hauteur utile = 0,9h.

h : hauteur totale de la section brute.

D'après le BAEL (Art 5.1.1/BAEL91 modifiées 99), on doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b_0d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15.f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{la fissuration est préjudiciable}).$$

**➤ Exemple de calcul :****Ferrailage de voile longitudinal plein VL1 et VL4 en zone I :****Avec :** L = 3,20m ; e = 20cm ; B = L.e = 0,64m<sup>2</sup> ; I = 0,546 m<sup>4</sup> ; V = V' = 1,6 m.

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = 4612,70 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -8128,41 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

**- Largeur de la zone comprimée :**

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} L = \frac{4612,70}{4612,70 + 8128,41} \times 3,20 = 1,16\text{m} \Rightarrow L_c = 1,16 \text{ m}$$

**- Largeur de la zone tendue :**

$$L_t = L - L_c = 3,20 - 1,16 = 2,04$$

Le découpage de la bonde est en deux bandes de longueur (d)

$$d \leq \min \left( \frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} L_c \right) \Rightarrow d = 0,77\text{m.}$$

**Calcul des armatures :****a. Armature verticale :****1<sup>ère</sup> bande :** d = 0,77m

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_{\min} l_t - d}{L_t} = \frac{8128,41 \times (2,04 - 0,77)}{2,04} = 5060,33 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{4612,7 + 5060,33}{2} \times 0,77 \times 0,20 = 744,82 \text{ KN/m}^2$$

$$A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_s} = \frac{744,82}{40} = 18,62 \text{ cm}^2.$$

**2<sup>ème</sup> bande : d = 2,04-0,77 = 1,27m**

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{5060,33}{2} \times 1,27 \times 0,20 = 642,66 \text{ KN/m}^2$$

$$A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{s2}} = \frac{642,66}{40} = 16,06 \text{ cm}^2.$$

- **Armatures minimales :**

$$A_{\min} = \max\left(0,2\%B ; \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}\right) \quad \text{Avec : } B=d \cdot e$$

$$A_{\min} = \max(3,08 ; 8,08) = 8,08 \text{ cm}^2.$$

- **Armatures de coutures :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 T}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 \times 577,43}{400 \times 10^{-1}} = 22,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{v1} = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 24,18 \text{ cm}^2$$

$$A_{v2} = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 21,62 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$A_{v1} = 2 \times 8\text{HA}14 = 24,63 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_t = 10 \text{ cm}.$$

$$A_{v2} = 2 \times 8\text{HA}14 = 24,63 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}.$$

**b. Armatures verticales:**

**D'après le BAEL91:**  $A_H = \frac{A_{v \text{ adopté}}}{4} = 6,16 \text{ cm}^2$

**D'après le RPA99 :**

$$A_H \geq 0,15\%B = 9,60 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } V_{\text{adopté}/\text{bonde}} = 9\text{HA}12 = 10,18 \text{ cm}^2.$$

**c. Armatures transversales :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au minimum par (04) épingles au mètre carré soit 4HA8 (4 épingles HA8 /m<sup>2</sup>).

**⇒ Vérification de la contrainte de cisaillement :**

• **D'après le RPA99 :**

$$\tau_u = \frac{1,4 \cdot V}{b \cdot 0,9 \cdot L} = \frac{1,4 \times 577,43 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3200} = 1,403 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

• **D'après le BAEL91 :**

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot 0,9 \cdot L} = \frac{577,43 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3200} = 1,002 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right\} = 3,3 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**VI.3.5.2 : Vérification à l'ELS :**

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15A} = \frac{1364,96 \times 10^3}{640000 + 15 \times 24,63 \times 10^2} = 2,016 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Les résultats de ferrailage et des vérifications sont résumés dans les tableaux suivants :

➤ Voile longitudinal VL1 et VL4: L = 3,20 m.

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
		h poutre(m)		0,30	0,30
	Hauteur de l'étage (m)		4,08	3,06	3,06
	L (m)		3,20	3,20	3,20
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,64	0,64	0,64
	He		4,080	3,060	3,060
	h		3,78	2,76	2,76
Sollicitations de calcul	T(kN)		577,430	459,110	309,860
	N <sub>ser</sub> (kN)		1364,96	1019,61	619,80
	Vu (kN)		808,402	642,754	433,804
	σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		4612,700	3287,920	2184,440
	σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		8128,410	6458,010	3460,330
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		1,16	1,08	1,24
	L <sub>t</sub>		2,04	2,12	1,96
	d		0,77	0,72	0,83
	d <sub>adopté</sub>		0,77	0,72	0,83
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		1,27	1,40	1,14
	σ <sub>1</sub>		5060,33	4266,063	2004,037
	Armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		18,62	13,59
A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		16,06	14,94	5,69	
A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		22,23	17,68	11,93	
A' <sub>v1</sub> /bande/nappe		24,17	18,01	11,63	
A' <sub>v2</sub> /bande/nappe		21,62	19,36	8,67	
Armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		8,11	7,56	8,67
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A' <sub>v1</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		24,63	24,63	18,1
	A' <sub>v2</sub> adopté (cm <sup>2</sup> )		24,63	21,56	15,83
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2*8HA14	2*8HA14	2*8HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2*8HA14	2*8HA14	2*8HA12
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		9,60	9,60	9,60
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		10,18	10,18	10,18
	Choix de la section		9HA12	9HA12	9HA12
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Vérification des constructions	τ <sub>u</sub> = 5MPa	τ <sub>b</sub>	1,403	1,116	0,753
	3,3 Mpa	τ <sub>u</sub>	1,002	0,797	0,538
	σ <sub>bc</sub> =15MPa	σ <sub>bc</sub>	2,016	1,506	0,929

Tableau VI.3.1 : Ferrailage des voiles longitudinaux de 3,20 m.

➤ Voile longitudinal VL2 et VL3: L = 3,80 m.

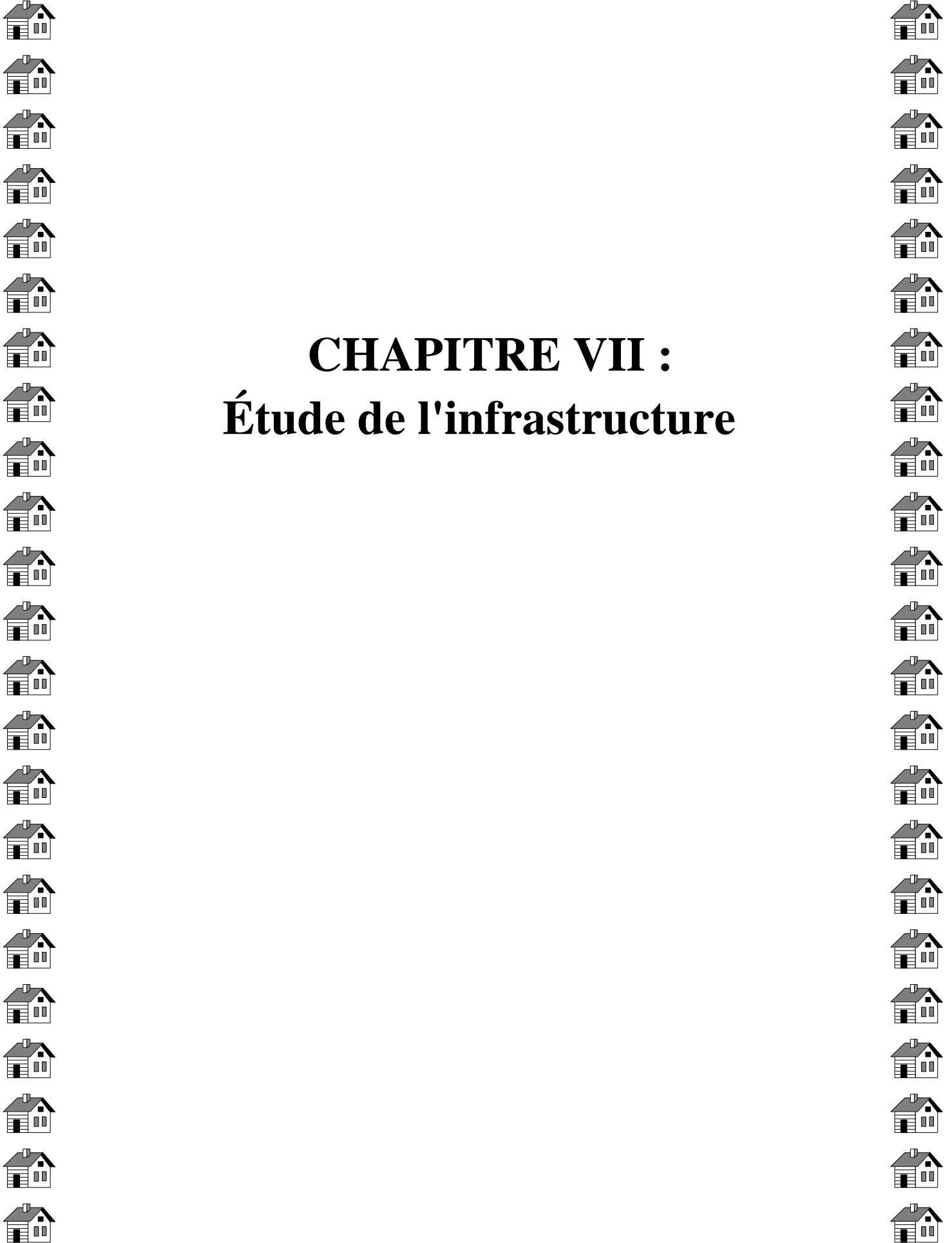
Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	h poutre(m)		0,30	0,30	0,30
	Hauteur de l'étage (m)		4,08	3,06	3,06
	L (m)		3,80	3,80	3,80
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,76	0,76	0,76
	He		4,080	3,060	3,060
	h		3,78	2,76	2,76
Solllicitation de calcul	T(kN)		711,520	617,840	440,090
	N <sub>ser</sub> (kN)		1650,22	1210,43	741,62
	V <sub>u</sub> (kN)		996,128	864,976	616,126
	σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		4512,350	1735,310	1292,280
	σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		8150,150	4410,070	1995,440
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		1,35	1,07	1,49
	L <sub>t</sub>		2,45	2,73	2,31
	d		0,90	0,72	1,00
	d adopté		0,90	0,72	1,00
	d2 = L <sub>t</sub> -d adopté		1,54	2,01	1,31
	σ <sub>1</sub>		5141,917	3253,197	1133,920
	N <sub>1</sub>		871,56	356,85	241,59
N <sub>2</sub>		793,44	654,42	148,61	
Armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		21,79	8,92	6,04
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		19,84	16,36	3,72
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		27,39	23,79	16,94
	A'v1/bande/nappe		28,64	14,87	10,28
	A'v2/bande/nappe		26,68	22,31	7,95
Armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		9,48	7,51	10,46
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		30,79	22,62	15,71
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		30,79	22,62	15,71
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2*10HA14	2*10HA12	2*10HA10
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2*10HA14	2*10HA12	2*10HA10
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	9	9	9
Bande 2		16	16	16	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		11,21	11,21	11,21
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		11,31	11,31	11,31
	Choix de la section		10HA12	10HA12	10HA12
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Vérification des constructions	τ <sub>u</sub> = 5MPa	τ <sub>b</sub>	1,456	1,265	0,901
	3,3 Mpa	τ <sub>u</sub>	1,040	0,903	0,643
	σ <sub>bc</sub> =15MPa	σ <sub>bc</sub>	2,047	1,525	0,946

Tableau VI.3.2 : Ferrailage des voiles longitudinaux de 3,80 m.

➤ Voile transversale VT1, VT2, VT3 et VT4 : L = 4,60 m.

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III
	h poutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur de l'étage (m)		4,08	3,06	3,06
	L (m)		4,60	4,60	4,60
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m <sup>2</sup> )		0,92	0,92	0,92
	He		4,080	3,060	3,060
	h		3,73	2,71	2,71
Solllicitation de calcul	T(kN)		702,340	555,260	370,900
	N <sub>ser</sub> (kN)		1512,06	1107,82	673,39
	Vu (kN)		983,276	777,364	519,260
	σ <sub>max</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		4621,420	2030,230	887,000
	σ <sub>min</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		7303,850	3818,550	1551,480
	σ <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )		400,00	400,00	400,00
	L <sub>c</sub>		1,78	1,60	1,67
	L <sub>t</sub>		2,82	3,00	2,93
	d		1,19	1,06	1,12
	d <sub>adopté</sub>		1,19	1,06	1,12
	d2 = L <sub>t</sub> - d <sub>adopté</sub>		1,63	1,94	1,81
	σ <sub>1</sub>		4222,903	2465,063	960,147
	N <sub>1</sub>		1051,09	478,52	206,05
N <sub>2</sub>		687,88	477,91	173,91	
Armatures verticales	A <sub>v1</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		26,28	11,96	5,15
	A <sub>v2</sub> /bande (cm <sup>2</sup> )		17,20	11,95	4,35
	A <sub>vj</sub> (cm <sup>2</sup> )		27,04	21,38	14,28
	A'v1/bande/nappe		33,04	17,31	8,72
	A'v2/bande/nappe		23,96	17,29	7,92
Armatures minimales	A <sub>min</sub> /bande/nappe (cm <sup>2</sup> )		12,48	11,18	11,71
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm <sup>2</sup> )		36,19	27,71	15,84
	A'v2 adopté (cm <sup>2</sup> )		24,63	18,1	12,56
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 1	2*9HA16	2*9HA14	2*9HA12
	Choix de A (cm <sup>2</sup> )	Bande 2	2*8HA14	2*8HA12	2*8HA10
	ST		30	30	30
	Espacement (cm)	Bande 1	13	13	13
Bande 2		23	23	23	
Armatures horizontales	AH /nappe (cm <sup>2</sup> )		13,43	13,43	13,43
	AH adopté (cm <sup>2</sup> )		13,57	13,57	13,57
	Choix de la section		12HA12	12HA12	12HA12
	At adoptées		4 épingles HA8 /m <sup>2</sup>		
Vérification des constructions	τ <sub>u</sub> = 5MPa	τ <sub>b</sub>	1,188	0,939	0,627
	3,3 Mpa	τ <sub>u</sub>	0,848	0,671	0,448
	σ <sub>bc</sub> =15MPa	σ <sub>bc</sub>	1,552	1,152	0,714

Tableau VI.3.3 : Ferrailage des voiles transversales de 4,60 m.



# CHAPITRE VII :

## Étude de l'infrastructure



**VII : Etude de l'infrastructure :****VII.1 : Introduction :**

On appelle fondation, la base de l'ouvrage qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise (sol) auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage.

Les fondations doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

On distingue deux principaux types de fondations selon la profondeur à laquelle elles se situent :

➤ **Les fondations superficielles** : elles sont utilisables pour les sols de bonne capacité portante, elles permettent la transmission directe des efforts au sol, cas des semelles isolées, semelles filantes, radiers.

➤ **Les fondations profondes** : elles sont utilisées pour des sols de faible capacité portante lorsque la couche de sol pouvant supporter la charge de la structure se trouve à une profondeur supérieure à 5m, on distingue :

- Les puits.
- Les pieux.

**VII.2 : Différentes fonction des fondations :**

- Assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Eviter les glissements de l'ouvrage pour la construction réalisée sur un terrain en pente.
- Eviter le déplacement de l'ouvrage sous l'action des forces horizontales ou obliques appliquées à la structure (vent, séisme...).
- Limitation des tassements compatible.

**VII.3 : Etude de sol :**

Une étude préalable du sol a donné la valeur de 2 bars pour la contrainte admissible du sol ( $\sigma_{sol}$ ).

**VII.4 : Choix de la fondation :**

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- La stabilité de l'ouvrage.
- Le tassement.
- Le mode constructif.
- L'économie.

Pour le cas de notre ouvrage, nous avons le choix entre les semelles isolées, semelles filantes et le radier, en fonction des résultats du dimensionnement on adoptera le type de semelle convenable.

**VII.4.1 : Dimensionnement des semelles filantes :****a. Semelles filantes sous voiles :**

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort  $N_s = G+Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \quad \text{D'où :} \quad B \geq \frac{N_s}{L \cdot \sigma_{sol}}$$

**Avec :**

B : la largeur de la semelle.

L : la longueur de la semelle.

$\sigma_{sol}$  : Contrainte admissible du sol.

G et Q : Charge et surcharge permanente revenant au voile considéré.

➤ Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voile sens longitudinal				
Voile	L(m)	$N_s$ (KN)	B(m)	S = B.L (m <sup>2</sup> )
VL1	2,70	1364,96	2,53	6,831
VL2	3,30	1650,22	2,50	8,25
VL3	3,30	1650,22	2,50	8,25
VL4	2,70	1364,96	2,53	6,831
				<b><math>\Sigma = 30,162</math></b>

**Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinal).**

Voile sens transversal				
Voile	L(m)	$N_s$ (KN)	B(m)	S = B.L (m <sup>2</sup> )
VT1	4,10	1512,06	1,84	7,544
VT2	4,10	1511,75	1,84	7,544
VT3	4,10	1511,75	1,84	7,544
VT4	4,10	1512,06	1,84	7,544
				<b><math>\Sigma = 30,176</math></b>

**Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).**

On a :  $S_v = \Sigma S_i = \Sigma B_i \cdot L_i = 60,338 \text{ m}^2$

Avec :  $S_v$  : Surface totale des semelles filantes voiles.

**b. Semelles filantes sous poteaux :**

- Hypothèse de calcul :**

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 leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- **Etape de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges :  $R = \sum N_i$
- Détermination des coordonnées de la structure :  $e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{\sum N_i}$
- Détermination de la distribution (par ml) des sollicitations de la semelle :

$$\text{Si : } e > \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$\text{Si : } e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.}$$

Avec :

$$q_{\min}^{\max} = \frac{R}{L} \left(1 \pm \frac{6e}{L}\right)$$

$$q_{1/4} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right)$$

Détermination de la largeur B de la semelle :  $B \geq \frac{q_{1/4}}{\sigma_{\text{sol}}}$

**Application :**

Dimensionnements des semelles filantes sous poteaux (fil des poteaux les plus sollicité)

- **Détermination de la résultante des charges :**

Poteaux	N <sub>s</sub> (KN)	M <sub>s</sub> (KN.m)	e <sub>i</sub> (m)	N <sub>i</sub> .e <sub>i</sub> (KN.m)
<b>C4</b>	399,49	-0,542	-12,00	-4793,88
<b>C5</b>	1073,94	-5,833	-8,80	-9450,67
<b>C6</b>	1093,70	-5,631	-5,00	-5468,5
<b>C7</b>	1011,57	-0,203	-2,1	-2124,29
<b>C8</b>	1011,57	0,203	2,1	2124,29
<b>C9</b>	1093,70	5,631	5,00	5468,5
<b>C10</b>	1073,94	5,833	8,80	9450,67
<b>C11</b>	399,49	0,542	12,00	4793,88
<b>Somme</b>	7157,4	0	/	0

**Tableau VII.3 : présentation de la résultante des charges.**

- **Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :**

- Détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum N_i = 7157,40 \text{ KN}$$

- Détermination des coordonnées de la structure :

$$e = \frac{\sum N_i e_i + \sum M_i}{\sum N_i} = \frac{0 + (-0)}{7157,4} = 0,00\text{m}$$

- Détermination de la distribution de la réaction de la semelle par mètre linéaire :

$$e = 0,0013 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{18,20}{6} = 3,03\text{m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle :

$$\begin{cases} q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L}\right) = \frac{7157,40}{24,00} \left(1 + \frac{6 \times 0,00}{24,00}\right) = 298,22 \text{ KN/ml} \\ q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L}\right) = \frac{7157,40}{24,00} \left(1 - \frac{6 \times 0,00}{24,00}\right) = 298,22 \text{ KN/ml} \\ q_{L/4} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L}\right) = \frac{7157,40}{24,00} \left(1 + \frac{3 \times 0,00}{24,00}\right) = 298,22 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

- Détermination de la largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{l/4}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{298,22}{200} = 1,49 \text{ m} \Rightarrow \text{On prend : } B = 1,50 \text{ m}$$

$$S_p = B.L = 1,50 \times 24 = \mathbf{36 \text{ m}^2}$$

**Avec :**  $S_p$  : surface totale des semelles filantes sous poteaux.

Enfin la surface totale occupée par les semelles filantes est :  $S_{\text{tot}} = S_v + nS_p$ .

**Avec :** n : nombre de portique dans le sens considéré.

$$\Rightarrow S_{\text{tot}} = S_v + nS_p = 60,338 + 8 \times 36 = 348,33 \text{ m}^2.$$

**Calcul du rapport :**

$$\frac{S_{\text{semelle}}}{S_{\text{batiment}}} = \frac{310,62}{372} = 0,93 = 93\%$$

La surface totale des semelles représente 93% de la surface du bâtiment.

**Conclusion :**

En plus de la contrainte du sol ( $\sigma_s$ ) et la surface totale des semelles dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui nous amène à envisager un radier général nervuré comme fondation, ce type de fondation, présente plusieurs avantages qui sont :

- Une grande rigidité en son plan horizontal.
- Une bonne répartition des charges.
- Evite les tassements différentiels importants.
- Facilité de coffrage et de mise en œuvre du béton.
- Rapidité d'exécution.

#### VII.4.2 : Eude du radier :

Les radiers sont associés à un réseau orthogonal de nervures (longrines), de ce fait les radiers se comportent mécaniquement comme des planchers inversés, soumis à l'action mécanique de portance du sol.

##### a. Pré-dimensionnement du radier :

- **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ( $h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$ ).

- **Selon la condition forfaitaire :**

- **Sous les poteaux :**

##### 1- La dalle :

La dalle du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$h_d \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

**Avec :**  $L_{\max}$  : la plus grande distance entre deux files successives ainsi qu'une hauteur minimale de 25 cm pour  $h_d$ .

$$h_d \geq \frac{460}{20} = 23 \text{ cm.} \quad \text{On prend } h_d = 30 \text{ cm.}$$

### 2- La nervure :

La nervure (poutre) du radier doit avoir une hauteur  $h_n$  égale à :

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{460}{10} = 46 \text{ cm.} \quad \text{On prend } h_n = 80 \text{ cm.}$$

Longueur de la nervure :

$$0,4 h_n \leq b_n \leq 0,7 h_n \quad \Rightarrow \quad 0,4 \cdot 80 \leq b_n \leq 0,7 \cdot 80$$

$$32 \leq b_n \leq 56 \quad \text{On prend : } b_n = 50 \text{ cm.}$$

### 3- La dalle flottante :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{40} \quad \rightarrow \quad \frac{460}{50} \leq h \leq \frac{460}{40}$$

$$9,2 \leq h \leq 11,5 \quad \text{On prend : } h = 10 \text{ cm.}$$

#### ➤ Sous les voiles :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{5} \quad \Rightarrow \quad \frac{460}{8} \leq h \leq \frac{460}{5}$$

$$57,5 \leq h \leq 92 \quad \text{On prend : } h = 90 \text{ cm.}$$

#### • Condition de longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{\max} \quad \text{Avec : } L_e : \text{longueur élastique.}$$

$E$  : module d'élasticité.

$I$  : inertie d'une bande de 1m de radier.

$K$  : coefficient de raideur du sol.

$b$  : la largeur du radier (bande de 1m).

$$\text{On a : } L_{\max} = 4,60 \text{ m ; } E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa ; } K = 40 \text{ MPa pour sol moyen.}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le

radier est rigide s'il vérifie :  $L_{\max} = \frac{2}{\pi} L_e$  ce qui conduit à  $h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max}\right)^4 \frac{3K}{E}}$

$$\Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,60\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,93 \text{ m.} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend } h = 100 \text{ cm.}$$

### Conclusion :

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- Hauteur de nervure suivant les deux sens :  $h_n = 100 \text{ cm.}$
- Largeur de la nervure :  $b_n = 50 \text{ cm.}$
- Hauteur de la dalle de radier :  $h_d = 30 \text{ cm.}$
- Hauteur de la dalle flottante :  $h = 10 \text{ cm.}$

**b. Surface minimale du radier :**

Pour la détermination de la surface du radier il faut vérifier la condition suivante :

**Calcul des charges nécessaires au radier :**

- **Poids de la superstructure :**

Pour le calcul des charges de la superstructure, on fait la somme des masses des planchers :

Les charges permanentes :  $G = 37142,34$  KN.

Les charges d'exploitation :  $Q = 6333,41$  KN.

- **Combinaison d'action :**

A l'ELU :  $N_u = 1,35G + 1,5Q = 59642,274$  KN.

A l'ELS :  $N_s = G + Q = 43475,750$  KN.

- **Détermination de la surface du radier :**

La surface du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

$$\text{A l'ELU : } S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} \geq \frac{N_u}{1,33\sigma_{\text{sol}}} = \frac{59642,274}{1,33 \times 200} = 224,22 \text{ m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } S_{\text{rad}}^{\text{ELS}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{43475,750}{200} = 217,38 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{radier}} = \max (S_{\text{rad}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{rad}}^{\text{ELS}}) = 224,22 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 372 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 224,22 \text{ m}^2$$

**Commentaire :**

La surface totale de l'immeuble est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal, que nous impose la règle de BAEL 91 modifier 99, et il sera calculer comme suite :

$$L_{\text{déb}} \geq \max \left( \frac{h}{2} ; 30 \text{ cm} \right) \quad \text{Avec : } h : \text{ la hauteur de la nervure.}$$

$$L_{\text{déb}} \geq 50 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad \text{On prend : } L_{\text{déb}} = 50 \text{ cm.}$$

$$S_{\text{débo}} = (24 + 15,5) \times 2 \times 0,50 = 39,5 \text{ m}^2 \Rightarrow S_{\text{débo}} = 39,5 \text{ m}^2.$$

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débo}} = 372 + 39,5 = 411,5 \text{ m}^2 \Rightarrow S_{\text{radier}} = 411,5 \text{ m}^2.$$

**c. Détermination des efforts à la base du radier :**

- **Poids total du radier :**

$$P_{\text{radier}} = P_{\text{dalle}} + P_{\text{nervure}} + P_{\text{TVO}} + P_{\text{dalle flottante}}$$

**1- Poids de dalle :**

$$P_{\text{dalle}} = S_{\text{radier}} \cdot h_d \cdot \rho_b$$

$$P_{\text{dalle}} = 411,5 \times 0,3 \times 25 = 3086,25 \text{ KN.}$$

**2- Poids de la nervure :**

$$P_{ner} = b_n (h_n - h_d) \rho_b \Sigma (l_x \cdot n + l_y \cdot m)$$

$$P_{ner} = 0,5 (1 - 0,3) \times 25 \times \Sigma (24,00 \times 8 + 15,5 \times 5) = 2358,12 \text{ KN.}$$

**3- Poids du TVO :**

$$P_{TVO} = (S_{radier} - S_{ner}) \cdot (h_n - h_d) \cdot P_{TVO}$$

$$\text{Avec : } S_{ner} = b_n \times L \times n = (0,5 \times 24 \times 8) + (0,5 \times 15,5 \times 5) = 134,75 \text{ m}^2$$

$$P_{TVO} = (411,5 - 134,75) \cdot (1 - 0,3) \cdot 17 = 3293,32 \text{ KN.}$$

$$\text{Avec : } P_{TVO} = 17 \text{ KN/m}^3.$$

**4- Poids de la dalle flottante :**

$$P_{df} = S_{radier} \cdot e_{df} \cdot \rho_b$$

$$P_{df} = 411,5 \times 0,1 \times 25 = 1028,75 \text{ KN.}$$

$$\Rightarrow \text{ Le poids total du radier : } P_{radier} = 3086,25 + 2358,12 + 3293,32 + 1028,75 = 9766,44 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \mathbf{P_{radier} = 9766,44 \text{ KN.}}$$

- Poids total de l'ouvrage :**

$$G_{tot} = G_{radier} + G_{b\grave{a}timent} \quad ; \quad Q_{tot} = Q_{radier} + Q_{b\grave{a}timent}$$

$$G_{tot} = 9766,44 + 37142,34 = 46908,78 \text{ KN.}$$

$$\text{La surcharge d'exploitation d'entre sol } Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{tot} = 2,5 \times 411,5 + 6333,41 = 7362,16 \text{ KN.}$$

- Combinaison d'action :**

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1,35G + 1,5Q = 74370,09 \text{ KN.}$$

$$\text{A l'ELS : } N_s = G + Q = 54270,94 \text{ KN.}$$

**VII.4.3 : Vérification :****VI.4.3.1 : Vérification de l'effort tranchant : (Art A.5.2.2 BAEL 91 modifié 99)**

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2,5 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Avec : } b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad d = 0,9h_d = 0,9 \times 0,3 = 0,27 \text{ m}$$

$$T_u^{\max} = \frac{q_u L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \cdot \frac{L_{\max}}{2} = \frac{74370,09 \times 1}{411,5} \times \frac{4,60}{2} = 415,67 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{415,67 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,53 \text{ MPa}$$

$$\text{On déduit que : } \tau_u = 1,53 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**VI.4.3.2 : Vérification de la stabilité du radier :**

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal N dus aux charges verticales.
- Moment de renversement M du au séisme dans le sens considéré.

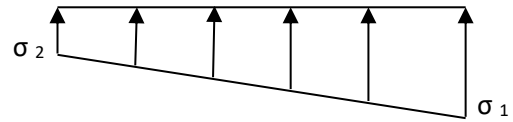
$$M = M_0 + T_0 \cdot h$$

**Avec :**

$M_0$  : Moment sismique à la base de la structure.

$T_0$  : Effort tranchant à la base de la structure.

$h$  : Profondeur de l'infrastructure.



**Figure VII.1 : Diagramme des contraintes.**

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

On doit vérifier que :

$$\text{L'ELU : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1,33\sigma_{sol}$$

$$\text{L'ELS : } \sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol} \quad ; \quad \text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

➤ **Calcul de centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 12,00 \text{ m.} \quad \text{et} \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 7,75 \text{ m.}$$

**Avec :**

$S_i$  : aire du panneau considéré.

$X_i$  ;  $Y_i$  : centre de gravité du panneau considéré.

➤ **Moment d'inertie du panneau considéré :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = 17856,00 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = 7447,75 \text{ m}^4$$

**A. Sens longitudinal :**

$$M_x = 63213,465 + (2764,98 \times 1) = 65978,445 \text{ KN.m.}$$

**À l'ELU:**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{74370,09}{411,5} + \frac{65978,445}{7447,75} \times 12,00 = 287,03 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{74370,09}{411,5} - \frac{65978,445}{7447,75} \times 12,00 = 74,42 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 287,03 + 74,42}{4} = 233,87 \text{ KN/m}^2.$$

On a :  $\sigma_m = 233,87 \text{ KN/m}^2 < 1,33\sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

À l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{54270,94}{411,5} + \frac{65978,445}{7447,75} \times 12,00 = 238,19 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \cdot V = \frac{54270,94}{411,5} - \frac{65978,445}{7447,75} \times 12,00 = 25,57 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 238,19 + 25,57}{4} = 125,48 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 125,48 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### B. Sens transversal :

$$M_y = 59991,86 + (2626,75 \times 1) = 62618,61 \text{ KN.m}$$

À l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{74370,09}{411,5} + \frac{62618,61}{17856} \times 7,75 = 210,33 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{74370,09}{411,5} - \frac{62618,61}{17856} \times 7,75 = 155,98 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 210,33 + 155,98}{4} = 196,74 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{On a : } \sigma_m = 196,74 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

À l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{54270,94}{411,5} + \frac{62618,61}{17856} \times 7,75 = 159,06 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \cdot V = \frac{54270,94}{411,5} - \frac{62618,61}{17856} \times 7,75 = 104,70 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \times 159,06 + 104,70}{4} = 145,47 \text{ KN/m}^2.$$

$$\text{On a : } \sigma_m = 145,47 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

### VI.4.3.3 : Vérification de l'effort sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq F_s \cdot S_{radier} \cdot \gamma_w \cdot Z$$

Avec :

P : Poids totale à la base du radier.

F<sub>s</sub> : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement F<sub>s</sub> = 1,5

γ<sub>w</sub> : Poids volumique de l'eau (γ<sub>w</sub> = 10 KN/m<sup>3</sup>)

Z : Profondeur de l'infrastructure (h = 1m).

$$\text{On a : } P = 46908,78 \text{ KN.}$$

$$F_s \cdot S_{radier} \cdot \gamma_w \cdot Z = 1,5 \times 411,5 \times 10 \times 1 = 6172,5 \text{ KN.}$$

$$\text{On déduit : } P = 46908,78 \text{ KN} \gg 6172,5 \text{ KN} \Rightarrow \text{Pas de risque de soulèvement de la structure.}$$

### VI.4.3.4 : Vérification au poinçonnement : (Art A.5.2.4 BAEL91).

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité pour une bande de largeur b = 1m.

$$N_u \leq \frac{0,045 \cdot \mu_c \cdot h \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

$N_u$  : Charge du poteau ou du voile à l'ELU.

$\mu_c$  : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$a$  : Epaisseur du poteau ou du voile.

$b$  : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).

$h$  : hauteur de la nervure égale à 100 cm.

• **Vérification pour les poteaux :**

$$\mu_c = (a' + b' + 2h) \times 2 = (0,50 + 0,50 + 2 \times 1) \times 2 = 6,00 \text{ m}$$

$$N_u = 1478,20 \text{ KN} \leq \frac{0,045 \times 6,00 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 4500 \text{ KN}$$

$$N_u = 1478,20 \text{ KN} \leq 4500 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification pour les voiles :**

$$\mu_c = (a' + b' + 2h) \times 2 = (0,20 + 1,00 + 2 \times 1) \times 2 = 6,40 \text{ m}$$

$$N_u = 2259,02 \text{ KN} \leq \frac{0,045 \times 6,40 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 4800 \text{ KN}$$

$$N_u = 2259,02 \text{ KN} \leq 4800 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

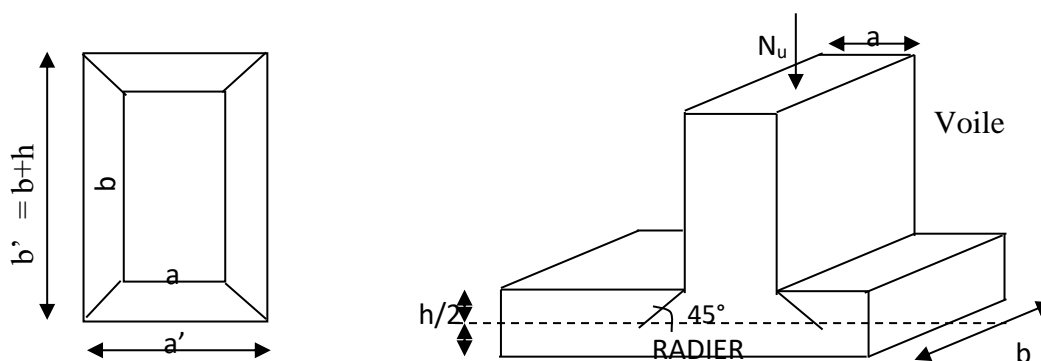


Figure VII.2 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

**VII.4.4: Ferrailage du radier :**

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le **BAEL 91 modifié 99** ; on considère la dalle du radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie et encastré sur quatre cotés.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de réaction du sol.

On distingue deux cas :

**1<sup>er</sup> Cas** : si  $\rho < 0,4$  ; le panneau de dalle travaille dans un seul sens (flexion longitudinale négligée) :  $M_{0x} = q_u \cdot \frac{l_x^2}{8}$  ;  $M_{0y} = 0$

**2<sup>ème</sup> Cas** : si  $0,4 \leq \rho \leq 1$ , le panneau travail dans les deux sens, les moments développés au centre de panneau pour des bandes de largeur d'unit é valent :

- Sens de  $l_x$  :  $M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2$

- Sens de  $l_y$  :  $M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$

Les coefficients ( $\mu_x$  ;  $\mu_y$ ) sont donnés par les tableaux de PIGEAUD.

**Avec :**  $\rho = l_x/l_y$  ; tel que  $l_x < l_y$

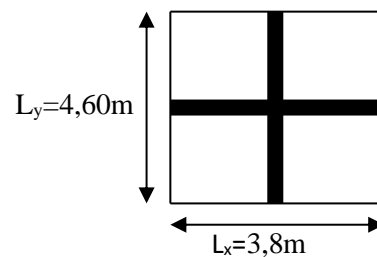
**Remarque :** le ferrailage se fera pour une bande de 1m.

#### VI.4.4.1 : Ferrailage de la dalle :

➤ **Identification du panneau le plus sollicité :**

$$L_x = 3,80 \text{ m} \quad ; \quad L_y = 4,60 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,80}{4,60} = 0,82 \quad \Rightarrow \quad \text{Le panneau travail dans les deux sens.}$$



**Figure VII.3 : Le panneau le plus sollicité.**

➤ **Les contraintes prises en compte dans les calculs :**

$$\text{ELU : } \sigma_m^{\max} = 233,87 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } \sigma_m^{\max} = 145,47 \text{ KN/m}^2$$

Le poids du radier est entièrement repris par le sol, nous allons soustraire la contrainte due au poids propre de ce dernier de la contrainte moyenne max.

$$\text{ELU : } q_u = \left( \sigma_m^{\max} - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \right) \times 1\text{m} = \left( 233,87 - \frac{9766,44}{411,5} \right) \times 1\text{m} = \mathbf{210,13 \text{ KN/ml}}$$

$$\text{ELS : } q_s = \left( \sigma_m^{\max} - \frac{G_{\text{rad}}}{S_{\text{rad}}} \right) \times 1\text{m} = \left( 145,47 - \frac{9766,44}{411,5} \right) \times 1\text{m} = \mathbf{121,73 \text{ KN/ml}}$$

**a. Calcul à l'état limite ultime (ELU) :**

$$\begin{cases} \rho = 0,82 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0542 \\ \mu_y = 0,631 \end{cases}$$

**Moment statique :**

$$\text{Sens de } l_x : M_{0x} = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0542 \times 210,13 \times 3,80^2 \Rightarrow M_{0x} = \mathbf{164,45 \text{ KN.m}}$$

$$\text{Sens de } l_y : M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,631 \times 164,45 \Rightarrow M_{0y} = \mathbf{103,77 \text{ KN.m}}$$

**Remarque :**

Les moments sur appuis et en travée sont choisis toute en respectant les conditions d'encastrement.

Pour les panneaux de rive :

- Moment sur appuis :  $M_a = 0,3 M_0$ .
- Moment en travée :  $M_t = 0,85 M_0$ .

Pour les panneaux intermédiaires :

- Moment sur appuis :  $M_a = 0,5 M_0$ .
- Moment en travée :  $M_t = 0,75 M_0$ .

Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront réduits comme suite :

**Moment en travée :**

$$M_{xt} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 164,45 = 123,33 \text{ KN.m.}$$

$$M_{yt} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 103,77 = 77,82 \text{ KN.m.}$$

**Moments aux appuis intermédiaires :**

$$M_x^a = -0,5M_{0x} = -0,5 \times 164,45 = -82,22 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,5M_{0y} = -0,5 \times 103,77 = -51,88 \text{ KN.m}$$

**b. Ferrailage du panneau :**

$$\mu = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{82,22 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,078$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA} \Rightarrow \beta = 0,959$$

$$A_x^a = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{82,22 \times 10^3}{0,959 \times 27 \times 348} = 9,12 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_x^a = 7\text{HA}14 = 10,77 \text{ cm}^2$ . Avec :  $S_t = 15 \text{ cm}$ .

Les résultats de ferrailage de panneau le plus sollicité sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	$M_u$	$\mu$	$\beta$	Obs	$A(\text{cm}^2)$	ferrailage	$A_{adoptée}$	$S_t$
x-x	Appuis	-82,22	0,078	0,959	SSA	9,12	7HA14	10,77	15
	Travée	123,33	0,118	0,937	SSA	14,01	7HA16	14,07	15
y-y	Appuis	-51,88	0,050	0,974	SSA	5,66	7HA14	10,77	15
	Travée	77,82	0,075	0,960	SSA	8,62	7HA16	14,07	15

**Tableau VII.4 :** Résultats des ferrailages.

**c. Vérifications à l'ELU :**

➤ **Condition de non fragilité (Art B.7.4 BAEL91/modifié 99) :**

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence  $\omega_0$  qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression de béton. Pour notre cas,  $\omega_0 = 0,8\%$  pour les **HA FeE400**.

- **Armatures parallèles à  $l_x$  :**

$$\omega_x = \frac{A_{\min}^x}{bh} \geq \omega_0 \frac{3-\rho}{2} \Rightarrow A_{\min}^x \geq \omega_0 \frac{3-\rho}{2} b \cdot h$$

Avec :  $\omega_0 = 0,0008$  pour  $f_c = 400\text{MPa}$ .

$$A_{\min}^x \geq 0,0008 \frac{3-0,82}{2} \times 100 \times 30 \Rightarrow A_{\min}^x = 2,62 \text{ cm}^2.$$

- **Armatures parallèles à  $l_y$  :**

$$\omega_x = \frac{A_{\min}^y}{bh} \geq \omega_0 \Rightarrow A_{\min}^y \geq \omega_0 \cdot b \cdot h$$

$$A_{\min}^y \geq 0,0008 \times 100 \times 30 \Rightarrow A_{\min}^y = 2,40 \text{ cm}^2.$$

Sens	Zone	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	Observation
x-x	Appuis	10,77	2,62	Condition vérifiée
	Travée	14,07		Condition vérifiée
y-y	Appuis	7,92	2,40	Condition vérifiée
	Travée	10,77		Condition vérifiée

Tableau VII.5 : Vérification des conditions de non fragilité.

➤ **Vérification des espacements : (Art A8.2, 42 BAEL91 modifié99) :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

- **Dans le sens x-x :**

$$S_t \leq \min\{3h ; 33\text{cm}\} = \min\{3 \times 30 ; 33\text{ cm}\} = 33\text{cm.}$$

$$S_t = 15\text{ cm} < 33\text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Dans le sens y-y :**

$$S_t \leq \min\{4h ; 45\text{cm}\} = \min\{4 \times 30 ; 45\text{ cm}\} = 45\text{cm.}$$

$$S_t = 15\text{ cm} < 45\text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement : (Art A.5.1.1 BAEL91 modifiée 99)**

On doit vérifier que :  $\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left\{0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{ MPa}\right\}$

**Avec :**

$$P = q_u \cdot l_x \cdot l_y = 210,13 \times 3,80 \times 4,60 = 3673,07\text{ KN/m}^2$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{ MPa}\right\} = \{3,33 ; 5\text{ MPa}\} = 3,33\text{ MPa.}$$

- **Sens x-x :**

$$V_{\max} = V_u = \frac{P}{3 l_y} = \frac{3673,07}{3 \times 4,60} = 266,16\text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d} = \frac{266,16 \times 10^3}{1000 \times 270} = 0,985\text{ MPa}$$

$$\text{On a : } \tau_u = 0,985\text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sens y-y :**

$$V_{\max} = V_u = \frac{P}{2 l_y + l_x} = \frac{3673,07}{2 \times 4,60 + 3,80} = 282,54\text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d} = \frac{282,54 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1,04\text{ MPa}$$

$$\text{On a : } \tau_u = 1,04\text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**d. Calcul à l'état limite de service (ELS) :**

$$\begin{cases} \rho = 0,82 \\ \nu = 0, \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0610 \\ \mu_y = 0,737 \end{cases}$$

• **Moment statique :**

$$\text{Sens de } l_x : M_{0x} = \mu_x \cdot q_s \cdot l_x^2 = 0,0610 \times 121,73 \times 3,802 = 107,22\text{ KN.m.}$$

$$\text{Sens de } l_y : M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x} = 0,737 \times 107,22 = 79,02\text{ KN.m.}$$

- **Moment en travée :**

$$M_{xt} = 0,75 M_{0x} = 0,75 \times 107,22 = 80,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{yt} = 0,75 M_{0y} = 0,75 \times 79,02 = 59,26 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux appuis intermédiaires :**

$$M_x^a = -0,5 M_{0x} = -0,5 \times 107,22 = -53,61 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0,5 M_{0y} = -0,5 \times 79,02 = -39,51 \text{ KN.m}$$

**e. Vérification état de compression :**

**Contraintes dans les aciers :**

On doit vérifier que :  $\sigma_s = \frac{M^{\max}}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} \leq \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\rho_1 = \frac{100 A_{st}}{b \cdot d} = \frac{100 \times 14,07}{100 \times 27} = 0,521 \Rightarrow \beta_1 = 0,892 \Rightarrow K_1 = 31,19$$

$$\sigma_s = \frac{80,41 \times 10^6}{0,892 \times 270 \times 1407} = 237,29 \text{ MPa}$$

On a :  $\sigma_s = 237,29 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

**Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28}$

$$\sigma_{bc} = \frac{237,29}{31,19} \Rightarrow \sigma_{bc} = 7,61 \text{ MPa}$$

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

On a :  $\sigma_{bc} = 7,61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow$  **Condition vérifiée.**

Sens	Zone	Ms (KN.m)	A <sub>adoptée</sub>	$\rho_1$	$\beta_1$	K <sub>1</sub>	$\sigma_s$	$\bar{\sigma}_s$	$\sigma_{bc}$	$\bar{\sigma}_{bc}$	Vérification
X-X	Appuis	53,61	10,77	0,398	0,903	36,55	204,16	348	5,58	15	CV
	Travée	80,41	14,07	0,521	0,892	31,19	237,29		7,61		CV
Y-Y	Appuis	39,51	10,77	0,398	0,903	36,55	150,46		4,11		CV
	Travée	59,26	14,07	0,521	0,892	31,19	174,88		5,60		CV

**Tableau VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS.**

**Conclusion :** Le ferrailage adopté pour la dalle du radier à l'ELU est satisfaisant.

**VI.4.4.2: Ferrailage du débord :**

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

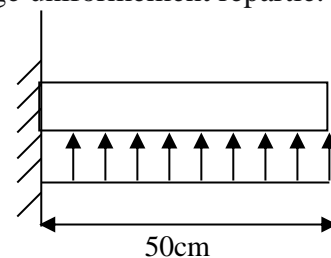
**a. Sollicitation de calcul :**

**A l'ELU :**  $P_u = q_u = 210,13 \text{ KN/ml}$ .

$$M_u = \frac{-P_u l^2}{2} = \frac{-210,13 \times 0,5^2}{2} = 26,26 \text{ KN.m}$$

**A l'ELS :**  $P_s = q_s = 121,73 \text{ KN/ml}$ .

$$M_s = \frac{-P_s l^2}{2} = \frac{-121,73 \times 0,5^2}{2} = 15,21 \text{ KN.m}$$



**Figure VII.4 : Schéma statique du débord**

**b. Calcul des armatures**

$b = 1\text{ m}$  ;  $d = 27\text{ cm}$  ;  $f_{bc} = 14,2\text{ MPa}$  ;  $\sigma_s = 348\text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{26,26 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,024 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow \text{SSA}$$

$$\mu = 0,024 \Rightarrow \beta = 0,988$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{26,26 \times 10^3}{0,988 \times 27 \times 348} = 2,82\text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Soit :  $A_a = 4\text{HA}12 = 4,52\text{ cm}^2$  avec :  $S_t = 25\text{ cm}$ .

**c. Vérification à l'ELU :**

**Condition de non fragilité : (A.4.2.1 BAEL91/modifié99) :**

On doit vérifier que :  $A_{adoptée} \geq A_{min} = 0,23.b.d.f_{t28}/f_e$

$$A_{min} = 0,23 \times 100 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 3,26\text{ cm}^2.$$

$$A_a = 4,52\text{ cm}^2 > A_{min} = 3,26\text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Armatures de répartition : } A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13\text{ cm}^2$$

Soit :  $A_r = 4\text{HA}10 = 3,14\text{ cm}^2$  avec :  $S_t = 25\text{ cm}$ .

**d. Vérification à l'ELS :**

➤ **Vérification de la contrainte dans les aciers :**

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b.d} = \frac{100.4,52}{100.27} = 0,167 \Rightarrow \beta_1 = 0,933 \Rightarrow K_1 = 60,00$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1.d.A_{st}} = \frac{15,21 \times 10^3}{0,933 \times 27 \times 4,52} = 133,58\text{ MPa}$$

On a :  $\sigma_s = 133,58\text{ MPa} < 348\text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

➤ **Vérification de l'état limite de compression dans le béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28}$

$$\sigma_{bc} = \frac{133,58}{60,00} \Rightarrow \sigma_{bc} = 2,22\text{ MPa}$$

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

On a :  $\sigma_{bc} = 2,22\text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$

**Remarque :**

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

**VI.4.4.3 : Ferrailage 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.

La nervure sera calculée comme une poutre continue par plusieurs appuis ; soumise aux charges des dalles et de la réaction du sol.

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaires et trapézoïdales. Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens.  $b_n = 50\text{ cm}$  ;  $h_n = 100\text{ cm}$ .

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

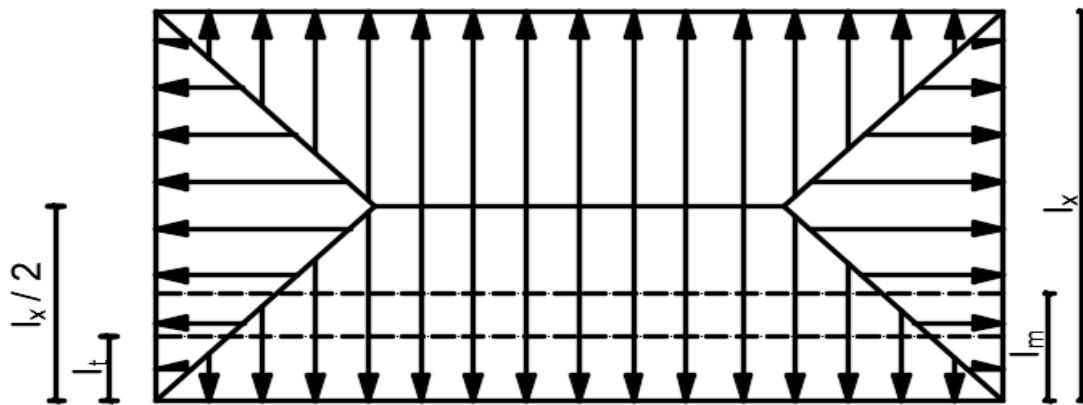


Figure VII.5 : Présentation des chargements.

a. Charge revenant à la nervure :

• Pour les charges triangulaires :

$$l_m = 0,333 l_x$$

$$l_t = 0,25 l_x$$

• Pour les charges trapézoïdales :

$$l_m = l_x \left( 0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left( 0,5 - \frac{\rho_x^2}{4} \right)$$

b. Charge à considérer :

• Pour les moments fléchissant :

$$q_{um} = q_u \times l_m$$

$$q_{sm} = q_s \times l_m$$

• Pour les efforts tranchants :

$$q_{ut} = q_u \times l_t$$

$$q_{st} = q_s \times l_t$$

c. Détermination des charges :

$$\text{A l'ELU : } q_u = \left( \sigma_m^{\max} - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} - \frac{G_{\text{ner}}}{S_{\text{ner}}} \right) = \left( 233,87 - \frac{9766,44}{411,5} - \frac{2358,12}{134,75} \right) = 192,63 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{A l'ELS : } q_s = \left( \sigma_m^{\max} - \frac{G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} - \frac{G_{\text{ner}}}{S_{\text{ner}}} \right) = \left( 145,47 - \frac{9766,44}{411,5} - \frac{2358,12}{134,75} \right) = 104,23 \text{ KN/ml.}$$

**Remarque :**

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée : File 4 dans le sens x-x et la file B dans le sens y-y.

➤ **Sens longitudinal : Nervure (file 4) :**

Travée	Panneau	lx	ly	$\rho$	Charge	l <sub>m</sub>	lt	q <sub>u</sub>	q <sub>s</sub>	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										Q <sub>um</sub>	ΣQ <sub>um</sub>	Q <sub>sm</sub>	ΣQ <sub>sm</sub>	Q <sub>ut</sub>	ΣQ <sub>ut</sub>	Q <sub>st</sub>	ΣQ <sub>st</sub>
A-B	1	3,20	4,60	0,69	Triangulaire	1,06	0,80	192,63	104,23	204,18	410,29	110,48	222,00	154,10	319,76	83,38	173,02
	2	3,15	3,20	0,98	Trapézoïdales	1,07	0,86	192,63	104,23	206,11		111,52		165,66		89,64	
B-C	1	3,80	4,60	0,82	Triangulaire	1,26	0,95	192,63	104,23	242,71	525,87	131,33	284,55	182,99	383,32	99,02	207,42
	2	3,15	3,80	0,82	Trapézoïdales	1,47	1,04	192,63	104,23	283,16		153,22		200,33		108,40	
C-D	1	2,90	4,60	0,63	Triangulaire	0,96	0,72	192,63	104,23	184,92	369,84	100,06	200,12	138,69	277,38	75,04	150,08
	2	2,90	3,15	0,92	Triangulaire	0,96	0,72	192,63	104,23	184,92		100,06		138,69		75,04	
D-E	1	4,20	4,60	0,91	Triangulaire	1,40	1,05	192,63	104,23	269,68	516,24	145,92	279,33	202,26	419,93	109,44	227,22
	2	3,15	4,20	0,75	Trapézoïdales	1,28	1,13	192,63	104,23	246,56		133,41		217,67		117,78	
E-F	1	2,90	4,60	0,92	Triangulaire	0,96	0,72	192,63	104,23	184,92	369,84	100,06	200,12	138,69	277,38	75,04	150,08
	2	2,90	3,15	0,63	Triangulaire	0,96	0,72	192,63	104,23	184,92		100,06		138,69		75,04	
F-G	1	3,80	4,60	0,82	Triangulaire	1,26	0,95	192,63	104,23	242,71	525,87	131,33	284,55	182,99	383,32	99,02	207,42
	2	3,15	3,80	0,82	Trapézoïdales	1,47	1,04	192,63	104,23	283,16		153,22		200,33		108,40	
G-H	1	3,20	4,60	0,98	Triangulaire	1,06	0,80	192,63	104,23	204,18	410,29	110,48	222,00	154,10	319,76	83,38	173,02
	2	3,15	3,20	0,69	Trapézoïdales	1,07	0,86	192,63	104,23	206,11		111,52		165,66		89,64	

**Tableau VII.7 : Charges à l'ELU et l'ELS dans le sens longitudinal.**

➤ **Sens transversal : Nervure (file B) :**

										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	Panneau	lx	ly	$\rho$	Charge	$l_m$	$l_t$	$q_u$	$q_s$	$Q_{um}$	$\Sigma Q_{um}$	$Q_{sm}$	$\Sigma Q_{sm}$	$Q_{ut}$	$\Sigma Q_{ut}$	$Q_{st}$	$\Sigma Q_{st}$
1-2	1	3,20	4,60	0,69	Trapézoïdales	1,34	1,22	192,63	104,23	258,12	541,28	139,67	292,89	235,00	477,71	127,16	258,49
	2	3,80	4,60	0,82	Trapézoïdales	1,47	1,26	192,63	104,23	283,16		153,22		242,71		131,33	
2-3	1	3,15	3,20	0,98	Triangulaire	1,04	0,79	192,63	104,23	200,33	400,66	108,40	216,80	152,17	203,34	82,34	164,68
	2	3,15	3,80	0,82	Triangulaire	1,04	0,79	192,63	104,23	200,33		108,40		152,17		82,34	
3-4	1	3,15	3,20	0,98	Triangulaire	1,04	0,79	192,63	104,23	200,33	400,66	108,40	216,80	152,17	203,34	82,34	164,68
	2	3,15	3,80	0,82	Triangulaire	1,04	0,79	192,63	104,23	200,33		108,40		152,17		82,34	
4-5	1	3,20	4,60	0,69	Trapézoïdales	1,34	1,22	192,63	104,23	258,12	541,28	139,67	292,89	235,00	477,71	127,16	258,49
	2	3,80	6,40	0,82	Trapézoïdales	1,47	1,26	192,63	104,23	283,16		153,22		242,71		131,33	

**Tableau VII.8 : Charges à l'ELU et l'ELS dans le sens transversal.**

**d. Détermination des sollicitations :**

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ETABS.

- **Sens longitudinal :**

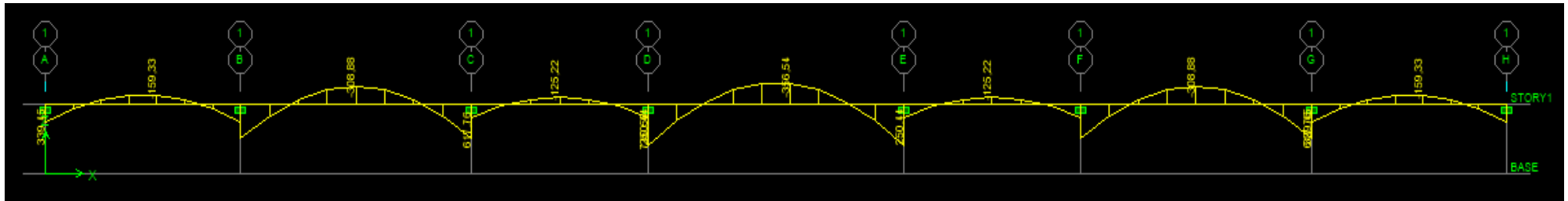


Figure VII.6: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

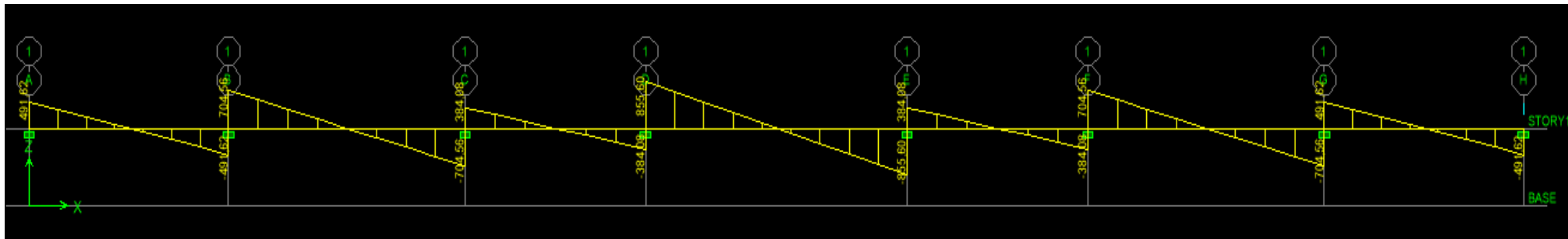


Figure VII.7: Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

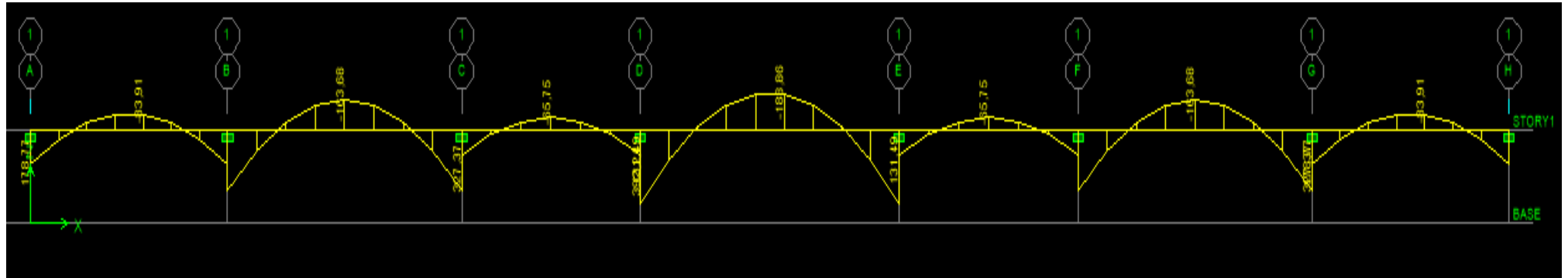


Figure VII.8: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

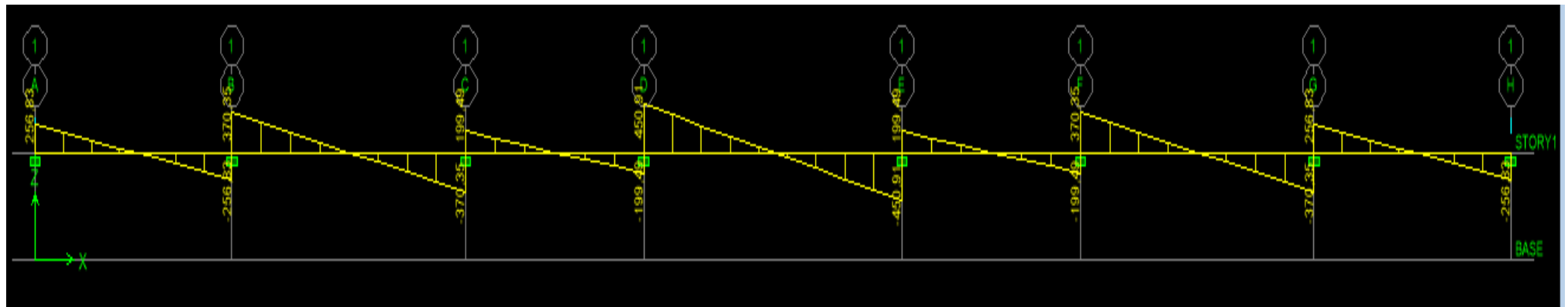


Figure VII.9: Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.

- Sens transversal :

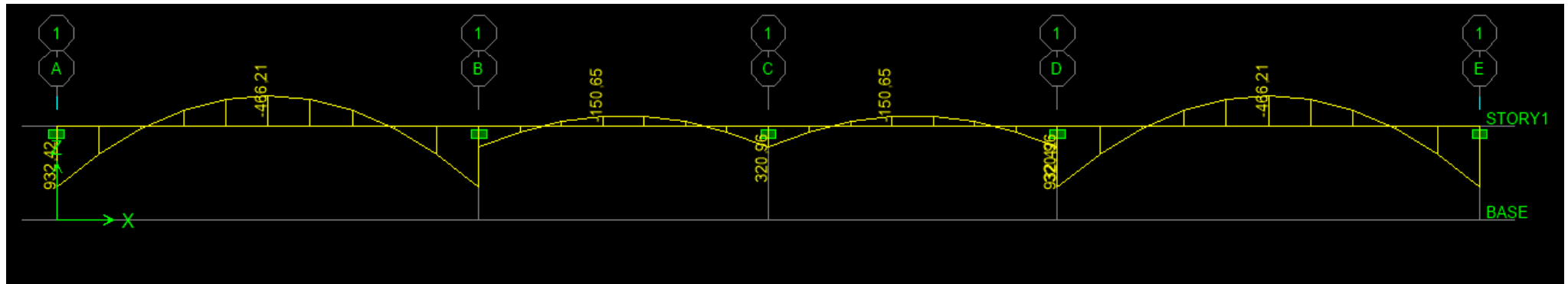


Figure VII.10: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

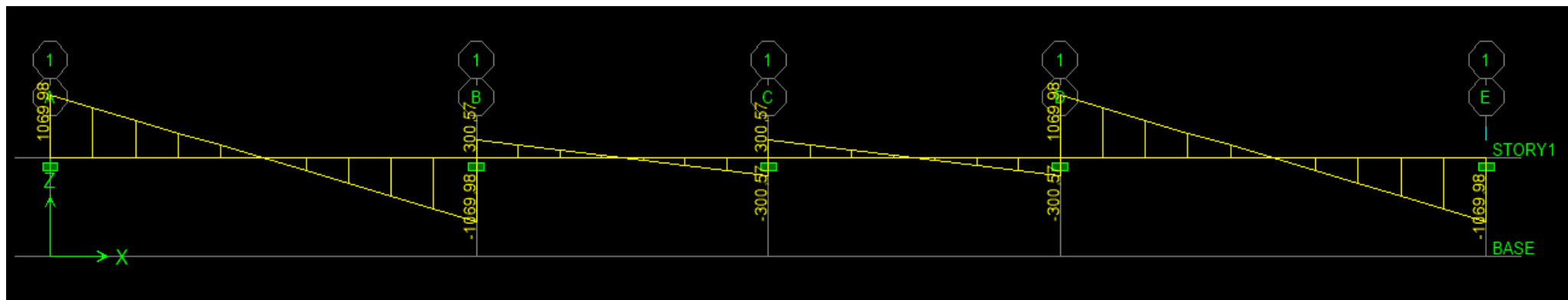


Figure VII.11: Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

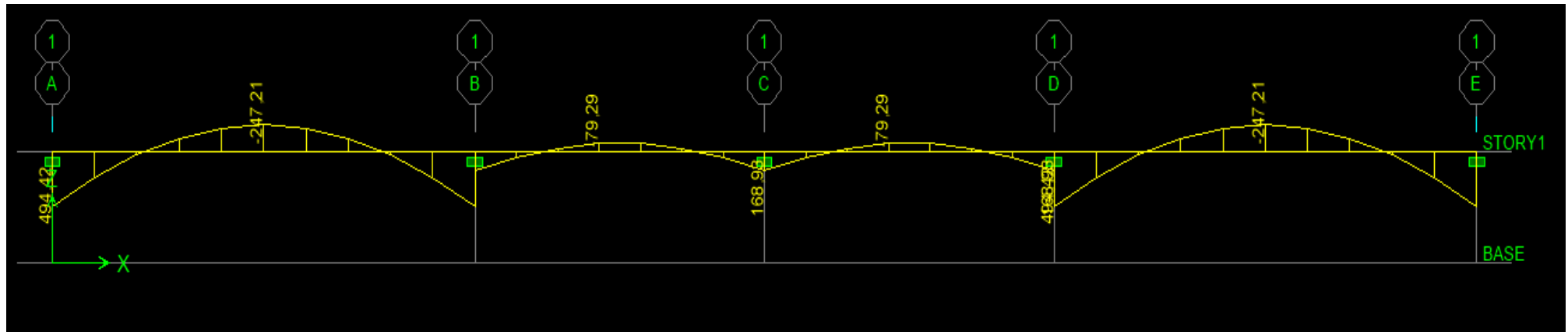


Figure VII.12: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

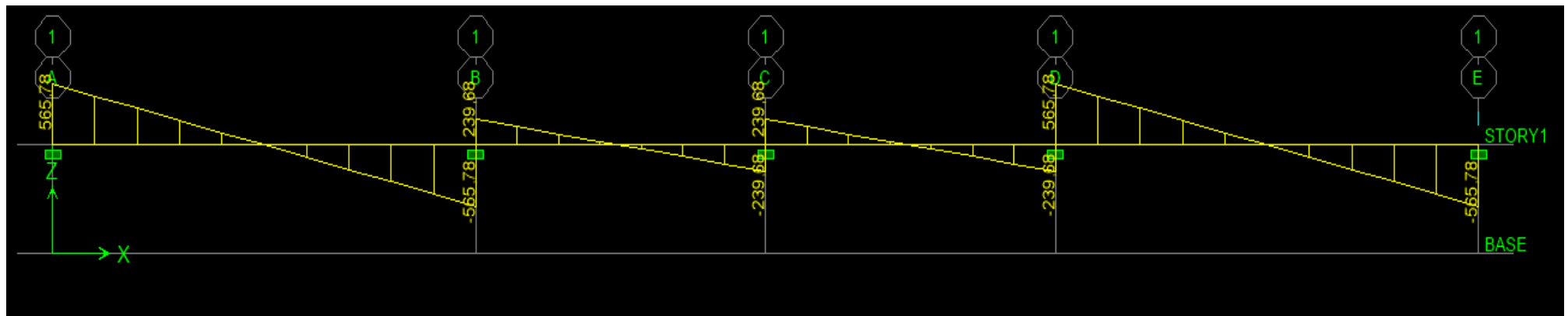


Figure VII.13: Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.

➤ **Tableau récapitulatif des efforts dans les nervures dans les deux sens :**

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	ELU	ELS	ELU	ELS
$M_{amax}$ (KN.M)	740,50	392,24	932,42	494,42
$M_{tmax}$ (KN.M)	356,54	188,86	466,21	241,21
$T_{max}$ (KN)	855,60	450,91	1069,98	565,78

**Tableau VII.9 : Les efforts interne dans les nervures.**

**e. Calcul des armatures :**

➤ **Armatures longitudinales :**  $b = 40 \text{ cm}$  ;  $d = 97 \text{ cm}$

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

Sens	Zone	$M_u$ (KN.m)	$\mu_u$	$\beta$	Section	A (cm <sup>2</sup> )	Aadoptée (cm <sup>2</sup> )
x-x	Appuis	740,50	0,134	0,928	SSA	23,64	5HA20+5HA16=25,76
	Travée	356,54	0,064	0,967	SSA	10,92	5HA20 = 15,71
y-y	Appuis	932,42	0,170	0,906	SSA	30,48	6HA20+6HA16=30,91
	Travée	466,21	0,084	0,956	SSA	14,44	6HA20 = 18,85

**Tableau VII.10: Le ferrailage adopté pour la nervure.**

➤ **Armatures transversales : (Art A.7.2.2 BAEL 91 modifiée 99)**

Diamètre des armatures transversales :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_{lmax}}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \quad \text{Soit : } \varphi = 8 \text{ mm}$$

Espacement des armatures :

$$\text{En zone nodale : } S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\varphi_{lmax} \right\} = \min \left\{ \frac{100}{4}; 12 \times 2 \right\} = \min\{25; 24\} = 10 \text{ cm}$$

Soit :  $S_t = 10 \text{ cm}$  en zone nodale.

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

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

➤ **Armatures transversales minimales : (Art 7.5.2.2 RPA99 modifiée 2003)**

$$A_{min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 20 \times 50 = 3,00 \text{ cm}^2$$

Soit :  $A_t = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$  (un cadre et un étrier).

➤ **Armatures de peau : (Art 4.5.34/BAEL91 modifiée 99) :**

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

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 100cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :  $A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2$  On opte pour :  $A_p = 2HA14 = 3,08 \text{ cm}^2$ .

**f. Vérification à l'ELU :**

➤ **Condition de non fragilité : (Art A.4.2.1/BAEL91 modifiée 99) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 50 \times 97 \times \frac{2,1}{400} = 5,85 \text{ cm}^2$$

**Aux appuis :**

$$A_a = 25,76 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,85 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**En travées :**

$$A_t = 15,71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 5,85 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ Mpa} \right\} = 2,5 \text{ Mpa}$$

**Sens longitudinal :**  $T_u^{\max} = 855,60 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{855,60 \cdot 10^3}{500 \times 970} = 1,76 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**Sens transversal :**  $T_u^{\max} = 1069,98 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{1069,98 \cdot 10^3}{500 \times 970} = 2,20 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

**g. Vérification à l'ELS :****Dans le béton :**

On doit vérifier que :  $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

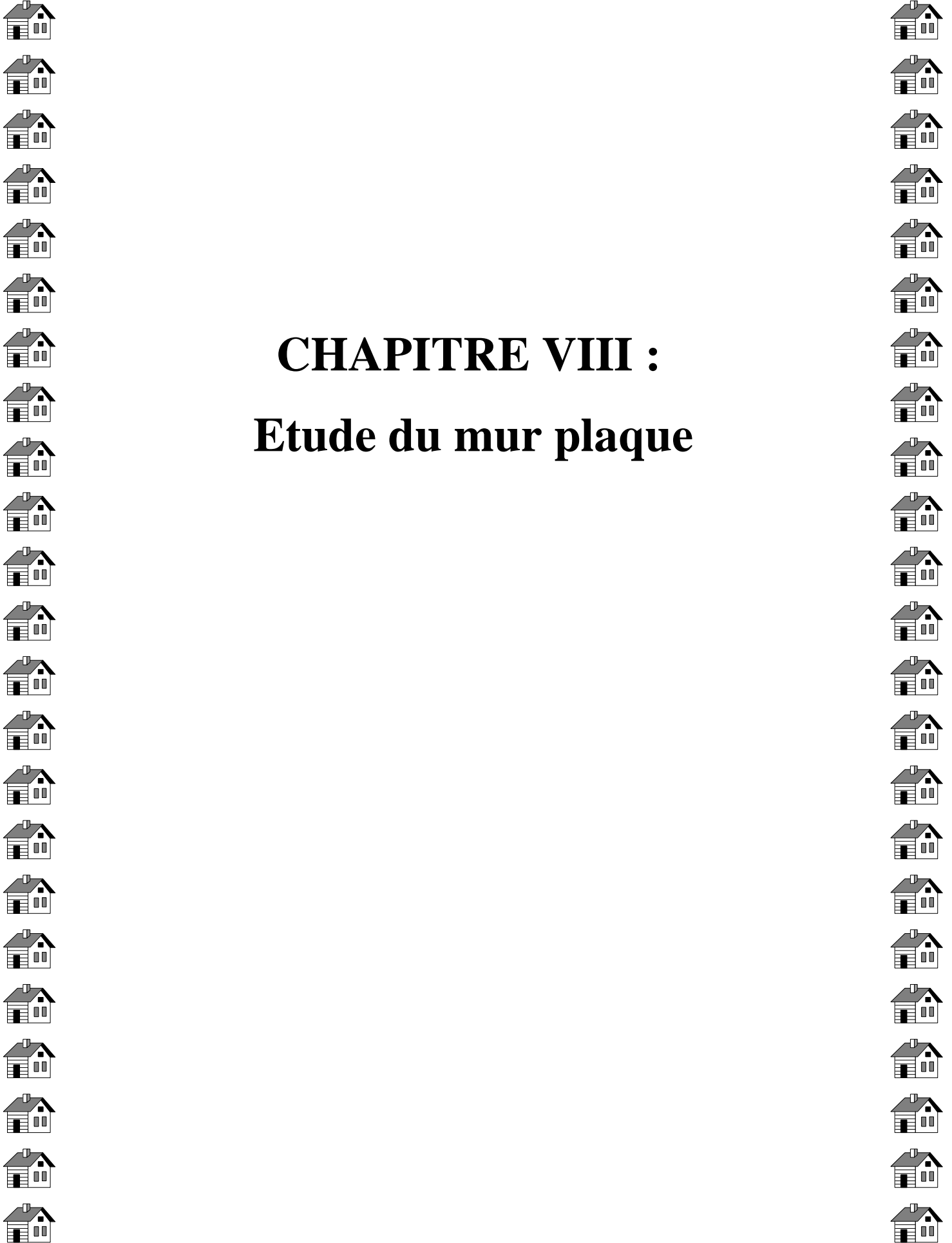
**Dans les aciers :**  $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A_{st}} ; \quad \rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} ; \quad \bar{\sigma}_{st} = 201,6 \text{ MPa.}$$

➤ **Tableau récapitulatif des vérifications des contraintes à l'ELS :**

Sens	Zone	As (cm <sup>2</sup> )	M <sub>s</sub>	ρ <sub>1</sub>	β	K <sub>1</sub>	σ <sub>st</sub>	σ̄ <sub>st</sub>	σ <sub>b</sub>	σ̄ <sub>b</sub>	Obs
x-x	Appuis	25,76	392,24	0,633	0,883	27,73	177,77	201,6	6,41	15	CV
	Travée	15,71	188,86	0,404	0,902	36,02	137,39	201,6	3,81	15	CV
y-y	Appuis	30,91	494,42	0,637	0,883	27,62	186,75	201,6	6,76	15	CV
	Travée	18,85	241,21	0,388	0,904	37,08	145,93	201,6	3,93	15	CV

**Tableau VII.11: Vérification des contraintes à l'ELS.**



# CHAPITRE VIII :

## Etude du mur plaque



**VIII : Etude du mur plaque :****VIII.1 : Introduction :**

Le mur plaque est un ouvrage de soutènement qui permet de soutenir le sol et toute surcharge qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou qu'il mobilise.

**VIII.2 : Méthode de calcul :**

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalle encastré au niveau de la fondation et simplement appuyées sur le plancher supérieur et les poteaux. On effectuera le calcul pour une bande de 1m de longueur à l'état d'équilibre au repos et sous l'effet dynamique et on opte pour le ferrailage le plus défavorable.

**VIII.3 : Redimensionnement du mur plaque :**

L'épaisseur minimale imposée par le (RPA 99/version 2003 (Art 10.1.2) pour le mur plaque est de 15 cm, on opte pour une épaisseur de 20 cm.

**a. Prescriptions du RPA99/version 2003 :****Article 10.4.3 :**

La poussée active dynamique globale qui s'exerce à l'arrière du mur est égale à :

$P_{ad} = \frac{1}{2} \times K_d \times [1 \pm K_v] \times \gamma \times H^2$ , applique horizontalement à  $\frac{H}{2}$  au dessus de la base de la semelle du mur.

Avec :

$K_d$  : coefficient de la poussée dynamique donnée par :

$$K_d = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta} \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right]^{-2}$$

Avec :

$\gamma$  : Poids volumique du sol du remblai.

$\varphi$  : Angle de frottement interne du remblai sans cohésion.

$\beta$  : Angle de la surface du remblai sur l'horizontal.

$H$  : Hauteur de la paroi verticale à l'arrière du mur sur laquelle s'exerce  $P_{ad}$

$$\theta = \arctg \frac{k_h}{(1 - k_v)}$$

$k_h = A$  : coefficient d'accélération de zone (Art 10.4.2)

$k_v = \pm 0,3 \times k_h$  Contrainte verticale (Art 10.4.2)

**Article 10.4.6 :**

Lorsque le remblai supporte une surcharge verticale uniforme  $Q$ , la poussée dynamique est égale à :

$P_{ad}(Q) = K_d(1 \pm K_v) \frac{Q \times H}{\cos\beta}$  appliquée horizontalement à  $H/2$  au dessus de la base de la semelle du mur.

**b. Caractéristique du sol :**

- Surcharge éventuelle :  $q = 10 \text{ KN/m}^2$ .
- Poids volumique des terres :  $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$ .
- Angle de frottement interne :  $\varphi = 30^\circ$ .
- Cohésion :  $C = 0$  (sol pulvérulent).
- La contrainte admissible de sol :  $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$ .

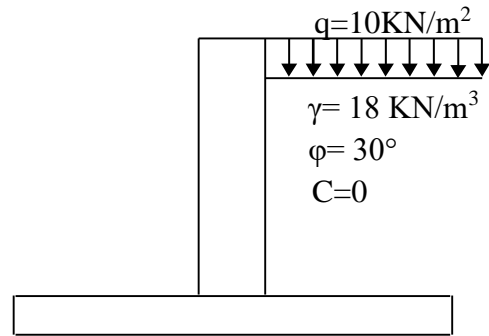


Figure VIII.1 : Schéma statique du mur plaque.

**c. Détermination des sollicitations :**

Les contraintes qui s'exercent sur la face du mur sont :

$\sigma_H$  : Contrainte horizontale.

$\sigma_V$  : Contrainte verticale.

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V$$

$$K_0 = \text{tg}^2\left[\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right] = 0,33$$

Avec :  $K_0$  : Coefficient de la poussée des terres au repos.

**A l'ELU :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 \times (1,35 \times \gamma \times H + 1,5Q)$$

Pour :

$$H = 0 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \sigma_H = 4,95 \text{ KN/m}^2$$

$$H = 4,08 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \sigma_H = 37,66 \text{ KN/m}^2$$

**A l'ELS :**

$$\sigma_H = K_0 \times \sigma_V = K_0 \times (\gamma \times H + Q)$$

Pour :

$$H = 0 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \sigma_H = 3,30 \text{ KN/m}^2$$

$$H = 4,08 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad \sigma_H = 27,53 \text{ KN/m}^2$$

**➤ Calcul dynamique :**

$$\sigma_H = K_{ad} \times (1 + k_v) \times \sigma_V$$

$k_h = A = 0,15$ : coefficient d'accélération de zone (**tableau 4.1 RPA99/modifiée 2003**)

$$k_v = 0,045$$

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2\theta} \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin\varphi \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos\theta \cos\beta}} \right]^{-2}$$

$$\theta = \text{artg} \frac{k_h}{1 + k_v} = 8,17^\circ \quad ; \quad \beta = 0$$

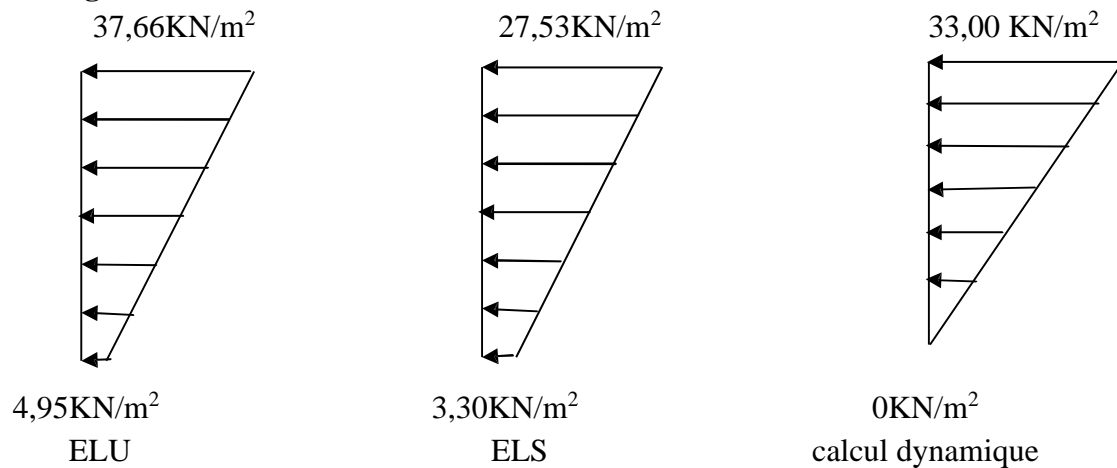
$$K_{ad} = \frac{\cos^2(30 - 8,17)}{\cos^2 8,17} \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin 30 \sin(30 - 0 - 8,17)}{\cos 8,17 \cos 0}} \right]^{-2} = 0,43$$

$$\sigma_H = 0,43 \times (1 + 0,045) \times \gamma \times h$$

Pour :

$$H = 0 \quad \Rightarrow \quad \sigma_H = 0 \text{ KN/m}^2$$

$$H = 4,08 \quad \Rightarrow \quad \sigma_H = 33,00 \text{ KN/m}^2$$

**d. Diagramme des contraintes :****Figure VIII.2 : Diagramme des contraintes.****e. Charge moyenne à considérer dans les calculs pour une bande de 1m:**

$$\text{Calcul dynamique : } q_{\text{dyn}} = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)1\text{m}}{4} = \frac{(3 \times 33,00 + 0) \times 1\text{m}}{4} = 24,75 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELU : } q_u = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)1\text{m}}{4} = \frac{(3 \times 37,66 + 4,95) \times 1\text{m}}{4} = 29,48 \text{ kN/m}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{(3\sigma_1 + \sigma_2)1\text{m}}{4} = \frac{(3 \times 27,53 + 3,30) \times 1\text{m}}{4} = 21,47 \text{ kN/m}$$

**VIII.4 : Ferrailage du mur plaque :****VIII.4.1 : Méthode de calcul :****a. Détermination des moments :**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastres sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

- Moment en travée : 0,85
- Moment d'encastrement sur les grands cotés :
  - 0,3 → appuis de rive
  - 0,5 → autres appuis

**b. Identification des panneaux :**

$$L_x = 4,08 \text{ m}$$

$$L_y = 4,60 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,08}{4,60} = 0,88 > 0,4 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens.}$$

**d. Calcul des moments isostatiques :**➤ **ELU :**

$$\rho = 0,88 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0478 \\ \mu_y = 0,740 \end{cases}$$

$$M_{0X} = \mu_X q l_X^2 = 0,0478 \times 29,48 \times 4,08^2 = 23,45 \text{ KN. m}$$

$$M_{0Y} = \mu_Y M_{0X} = 0,740 \times 23,45 = 17,36 \text{ KN. m.}$$

- **Correction des moments :**

**sens XX :**

Pour tenir compte de la continuité de la dalle, on affecte les moments sur appuis par la valeur 0,5 et en travée par la valeur 0,85.

Aux appuis :  $M_a = -0,5M_{0X} = -0,5 \times 23,45 = -11,72 \text{ KN. m}$

En travée :  $M_t = 0,85 \times M_{0X} = 0,85 \times 23,45 = 19,93 \text{ KN. m}$

**Sens YY :**

Aux appuis :  $M_a = -0,5M_{0Y} = -0,5 \times 17,36 = -8,68 \text{ KN. m}$

En travées :  $M_t = 0,85M_{0Y} = 0,85 \times 17,36 = 14,75 \text{ KN. m}$

➤ **ELS :**

$$\rho = 0,88 \rightarrow \begin{cases} \mu_X = 0,0549 \\ \mu_Y = 0,818 \end{cases}$$

$$M_{0X} = 0,0549 \times 21,47 \times 4,08^2 = 19,62 \text{ KN. m}$$

$$M_{0Y} = 0,818 \times 19,62 = 16,05 \text{ KN. m.}$$

- **Correction des moments :**

**Sens XX :**

Aux appuis :  $M_a = -0,5M_{0X} = 9,81 \text{ KN. m}$

En travée :  $M_t = 0,85M_{0X} = 16,67 \text{ KN. m}$

**Sens YY :**

Aux appuis :  $M_a = -0,5M_{0Y} = 8,025 \text{ KN. m}$

En travée :  $M_t = 0,85M_{0Y} = 13,64 \text{ KN. m}$

### VIII.4.2 : Ferrailage :

**a. Détermination des armatures :**

$$H = 20 \text{ cm}$$

$$d = 17 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$A_{min} = 0,10 \% \cdot b \times H = 2 \text{ cm}^2 \text{ (RPA 2003/ART 10.1.2)}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \sigma_{St}}$$

Sens	Zone	M <sub>u</sub> (KN.m)	μ	β	Section (cm <sup>2</sup> )	A (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	S <sub>t</sub> (cm)
x-x	Appuis	11,72	0,028	0,986	SSA	2,01	2	5HA12=5,65	20
	Travée	19,93	0,048	0,975	SSA	3,45	2	5HA12=5,65	20
y-y	Appuis	8,68	0,022	0,989	SSA	1,48	2	5HA12=5,65	20
	Travée	14,75	0,036	0,982	SSA	2,54	2	5HA12=5,65	20

Tableau VIII.1 : Ferrailage du mur de soutènement.

**b. Recommandations du RPA :**

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0,001bh = 0,001 \times 100 \times 20 = 2\text{cm}^2$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m<sup>2</sup> de HA8.

**VIII.5 : vérification à l'ELS :**

- **Vérification de la contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d}$$

Sens	Zone	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	M <sub>s</sub>	ρ <sub>1</sub>	β	K <sub>1</sub>	σ <sub>st</sub>	σ̄ <sub>st</sub>	σ <sub>b</sub>	σ̄ <sub>b</sub>	Obs
x-x	Appuis	5,65	9,81	0,332	0,910	40,56	112,23	348	2,76	15	CV
	Travée	5,65	16,67	0,332	0,910	40,56	190,72	348	4,70	15	CV
y-y	Appuis	5,65	8,025	0,332	0,910	40,56	91,81	348	2,26	15	CV
	Travée	5,65	13,64	0,332	0,910	40,56	156,05	348	3,84	15	CV

Tableau VIII.2 : Vérification des contraintes à l'ELS.

**Conclusion :** Les contraintes dans le béton sont vérifiées.

- **Vérification de la flèche :**

Si les conditions suivantes sont vérifiées, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire :

$$1- \frac{h}{l_x} = 0,049 \geq \frac{M_t}{20M_U} = 0,04 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$2- \frac{h}{l_x} = \frac{20}{408} = 0,049 > \frac{M_t}{20M_U} = 0,042 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$3- \frac{A}{bd} = \frac{5,65}{100 \times 17} = 0,0033 < \frac{2}{400} = 0,005 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Les conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

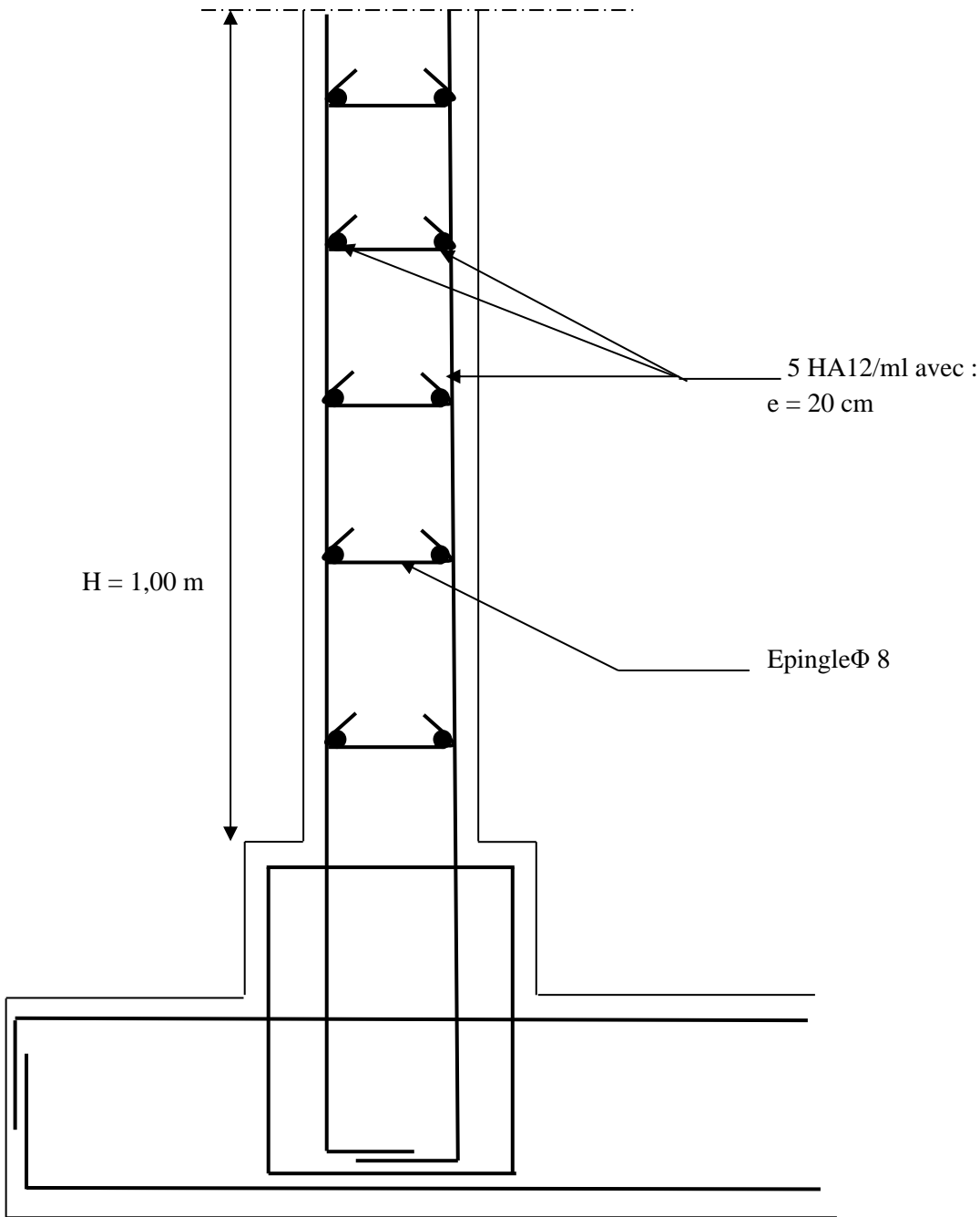


Figure VIII.3 : Ferrailage du mur plaque.

### Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et réglementaires, de mettre en application les méthodes de calcul récentes, et de mettre en évidence les principes de base qui doivent être prises dans la conception des structures des bâtiments.

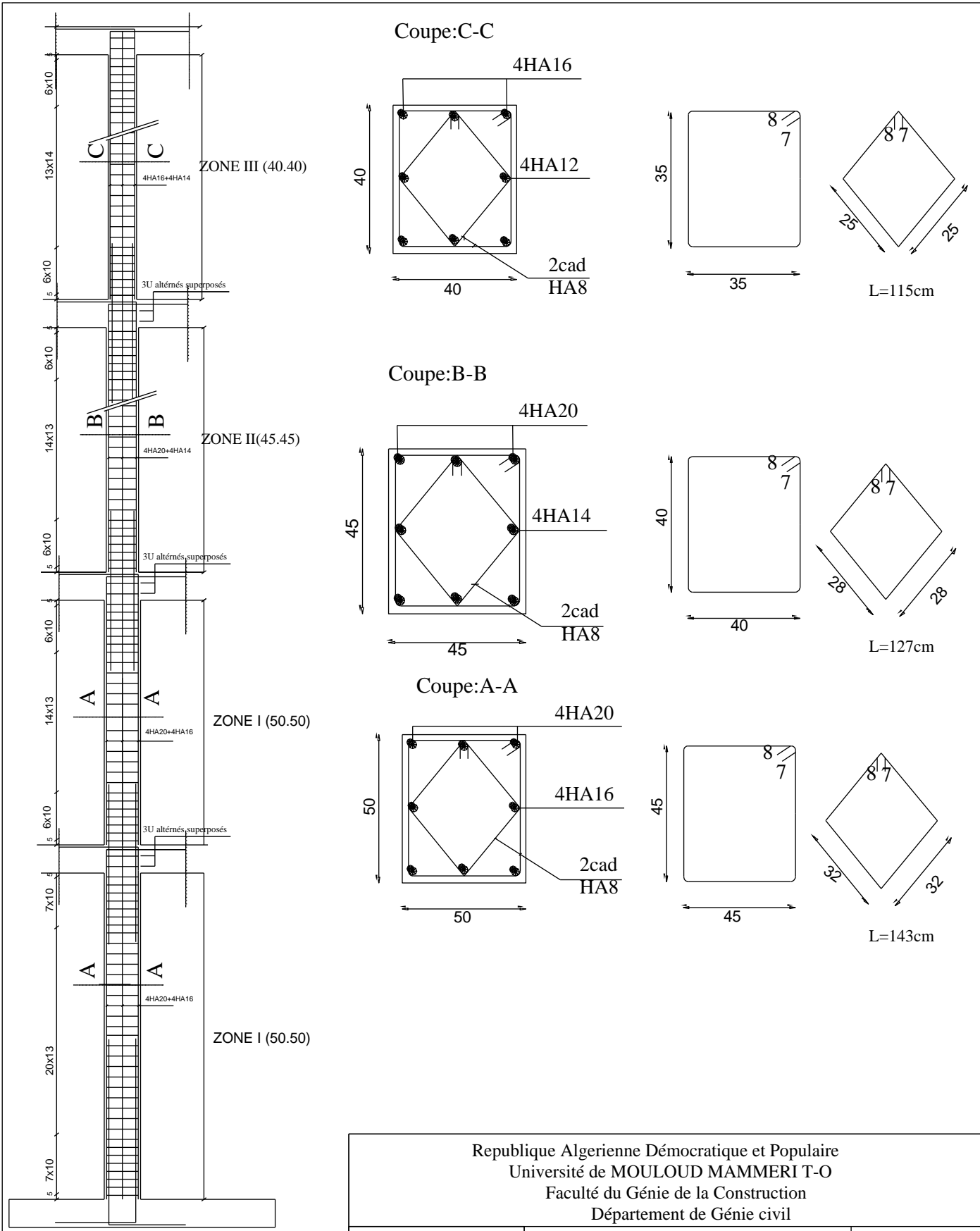
Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil dans tous les domaines, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciels de calculs), tout comme le logiciel que nous avons choisi ETABS et que nous avons appris à utiliser durant la réalisation de ce projet en tenant compte des préconisations du RPA qui font passer la sécurité avant l'économie.

Après les différentes étapes de calcul, nous avons pu retenir ce qui suit :

- La modélisation doit, autant que possible englober tout les éléments de la structure, ceci permet d'avoir un comportement proche de la réalité.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période.
- Après les vérifications de contreventement, les résultats nous ont donné un contreventement par des voiles porteurs ce qui signifie que les portiques ont un rôle de contreventement négligeable devant les voiles.
- L'existence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux, ceci a donné lieu à des sections de poteaux soumises à des moments relativement faibles, donc le ferrailage avec le minimum du RPA s'est imposé.
- Pour l'infrastructure, le radier est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure.

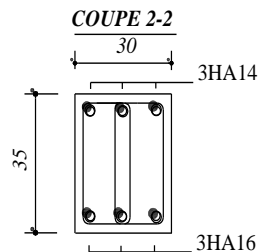
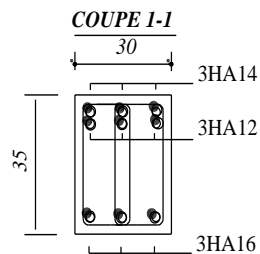
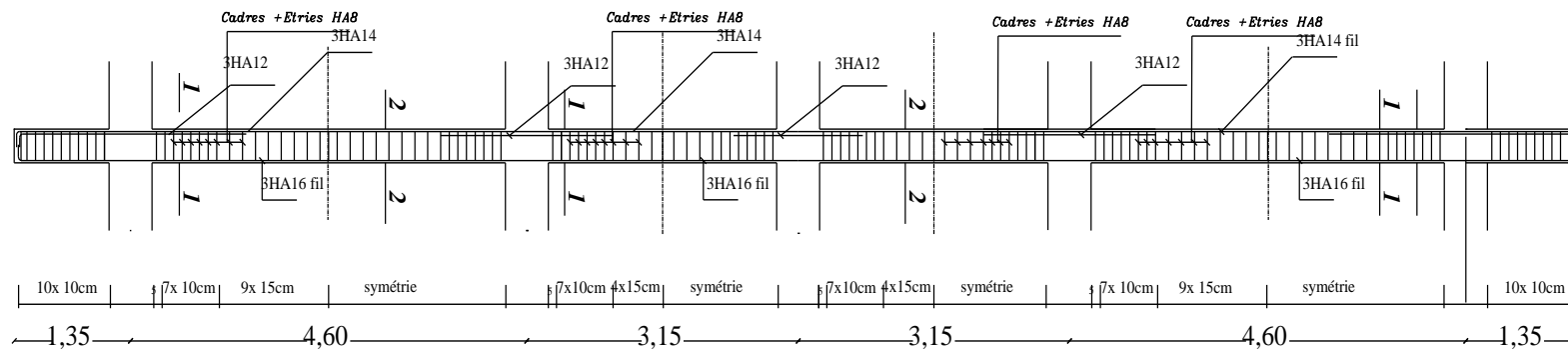
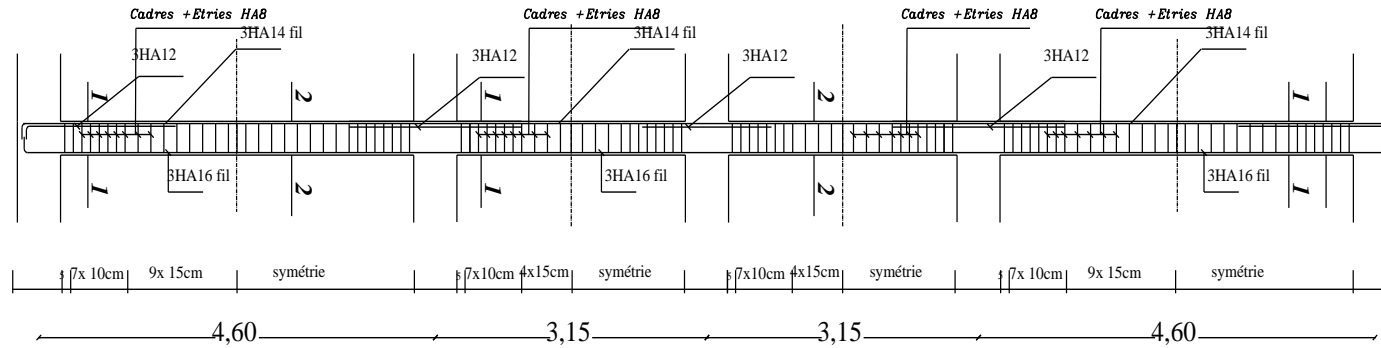
A la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, qui nous a permis de mettre en évidence toute les connaissances théoriques acquises durant notre formation.

Nous espérons que ce modeste travail puisse aider les promotions à venir.

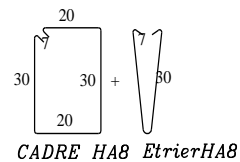


Republique Algerienne Démocratique et Populaire Université de MOULOU D MAMMERI T-O Faculté du Génie de la Construction Département de Génie civil		
Etudié par Mlle: Benamar Melissa Mlle: Budjedaimi Sarah	<b>FERRAILLAGES DES POTEAUX</b>	Echelle:
Dirigé par: Mme Smahi		2019/2020

FERRAILAGE DES POUTRES PRINCIPALES POUR TOUS LES NIVEAUX



Détaille des cadres



Republique Algerienne Démocratique et Populaire  
Université de MOULOU MAMMERT-O  
Faculté du Génie de la Construction  
Département de Génie civil

Etudié par  
Mlle: Benamar Melissa  
Mlle: Boudjedaimi Sarah

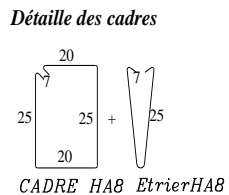
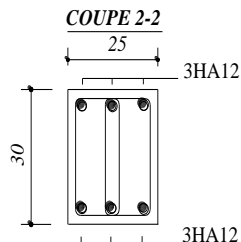
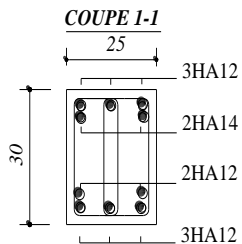
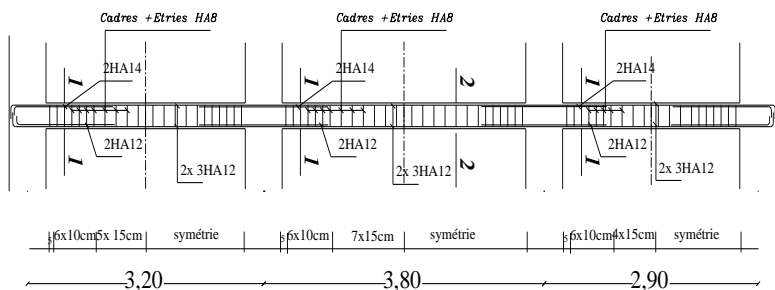
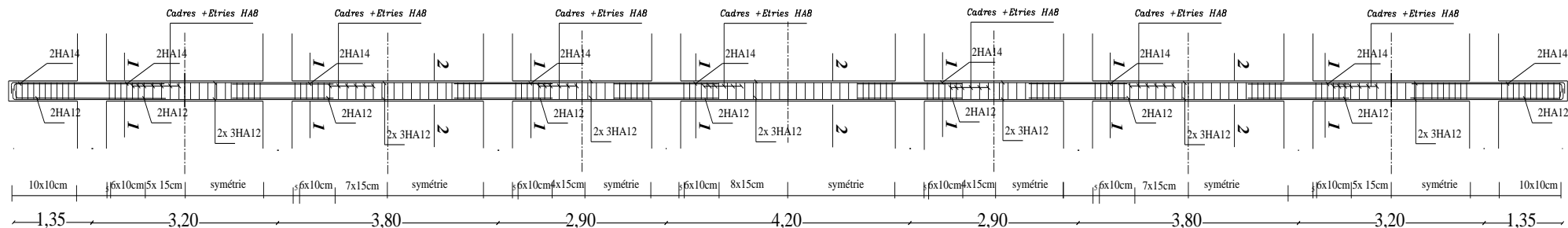
Dirigé par:  
Mme SMAHI

**FERRAILAGE DES POUTRES PRINCIPALES**

Echelle:

2019/2020

# FERRAILAGE DES POUTRES SECONDAIRES POUR LES NIVEAUX



Republique Algerienne Démocratique et Populaire  
 Université de MOULOU D MAMMERI T-O  
 Faculté du Génie de la Construction  
 Département de Génie civil

Etudié par  
 Mlle: Benamar Melissa  
 Mlle: Boudjedaimi Sarah

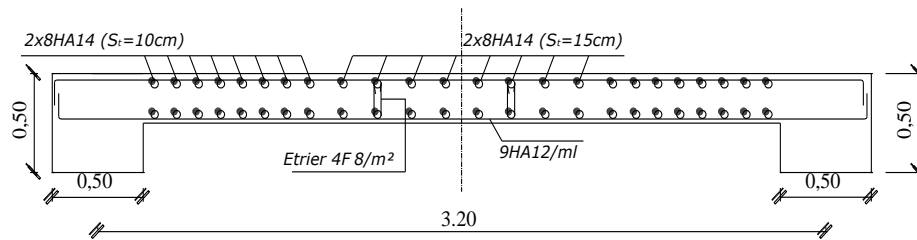
Dirigé par:  
 Mme SMAHI

**FERRAILAGE DES POUTRES SECONDAIRES**

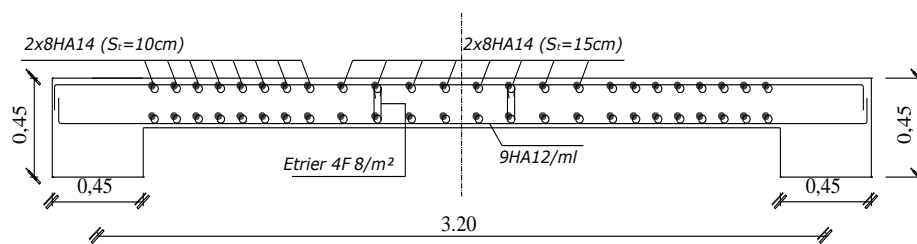
Echelle:

2019/2020

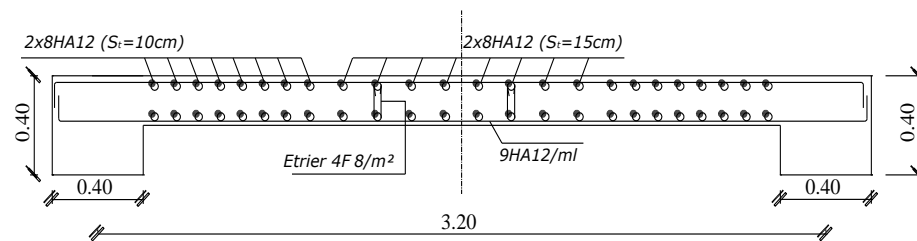
### ZONE 1:



### ZONE 2:



### ZONE 3:



Republique Algerienne Démocratique et Populaire  
 Université de MOULOU D MAMMERI T-O  
 Faculté du Génie de la Construction  
 Département de Génie civil

Etudié par:  
 Mlle: Benamar Melissa  
 Mlle: Boudjedaimi Sarah

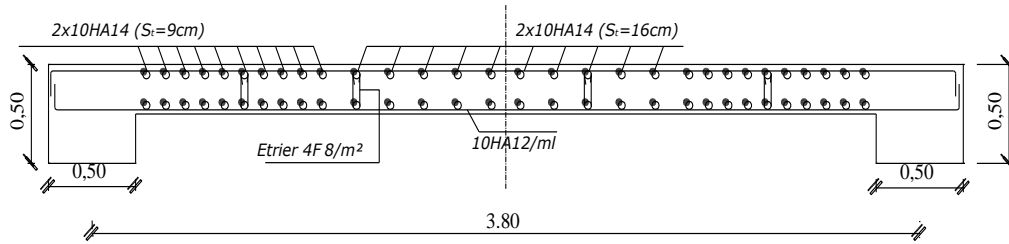
## FERAILLAGES DES VOILES

Echelle:

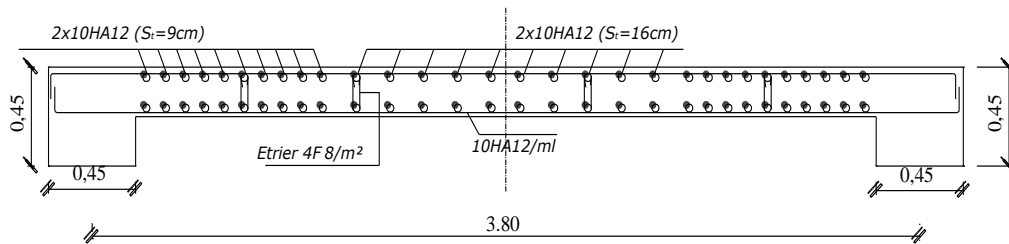
Dirigé par:  
 Mme Smahi

2019/2020

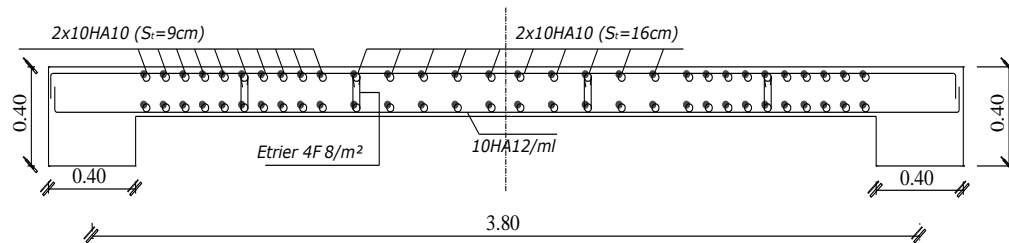
### ZONE 1:



### ZONE 2:



### ZONE 3:



Republique Algerienne Démocratique et Populaire  
 Université de MOULOU D MAMMERI T-O  
 Faculté du Génie de la Construction  
 Département de Génie civil

Etudié par :  
 Mlle: Benamar Melissa  
 Mlle: Boudjedaimi Sarah

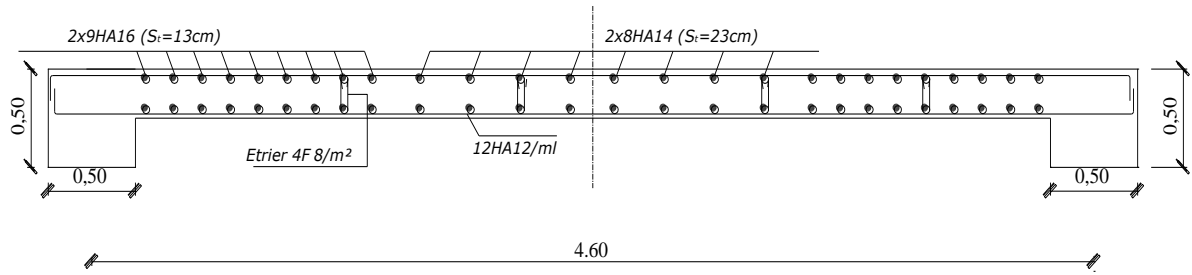
Dirigé par:  
 Mme Smahi

**FERAILLAGES DES VOILES**

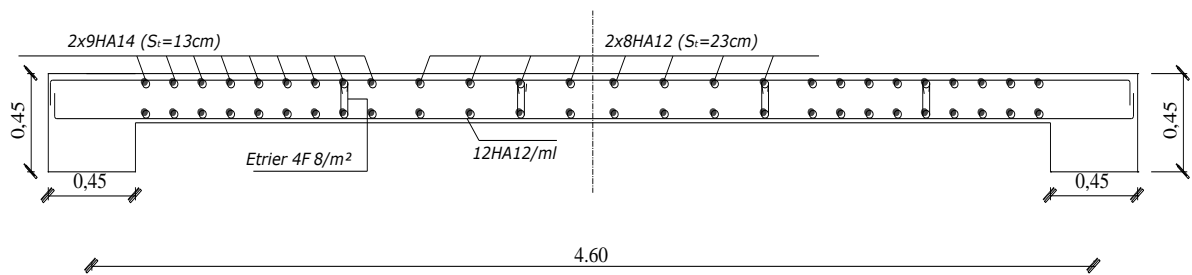
Echelle:

2019/2020

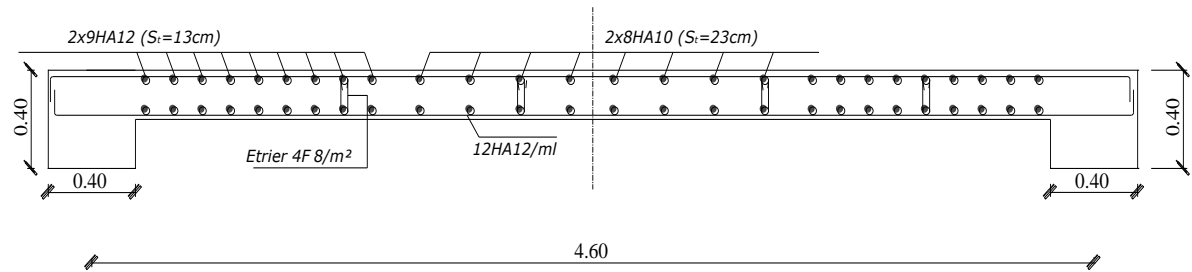
### ZONE 1:



### ZONE 2:



### ZONE 3 :



Republique Algerienne Démocratique et Populaire  
 Université de MOULOU D MAMMERI T-O  
 Faculté du Génie de la Construction  
 Département de Génie civil

Etude par :  
 Mlle:Benamar Melissa  
 Mlle:Boudjedaimi Sarah

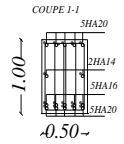
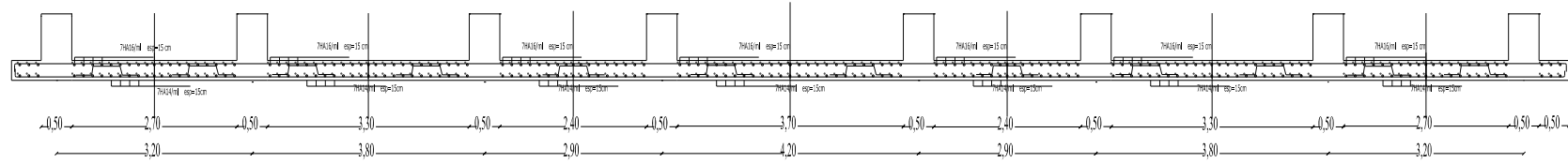
Dirigé par:  
 Mme Smahi

**FERAILLAGES DES VOILES**

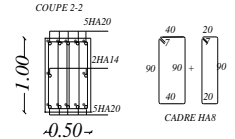
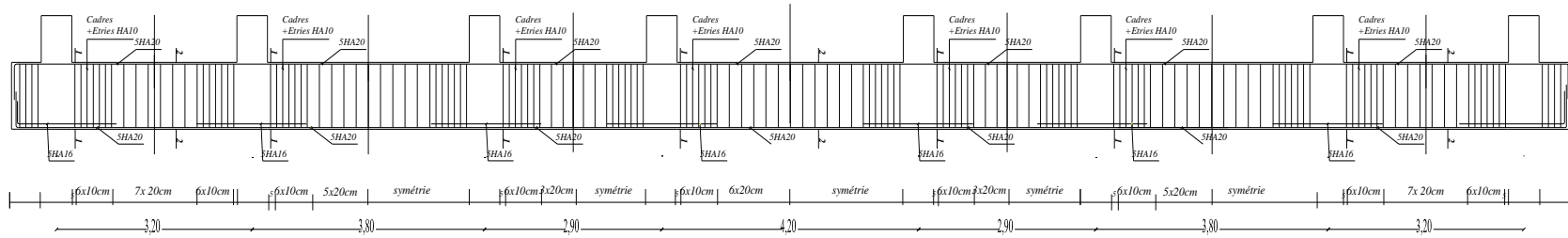
Echelle:

2019/2020

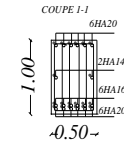
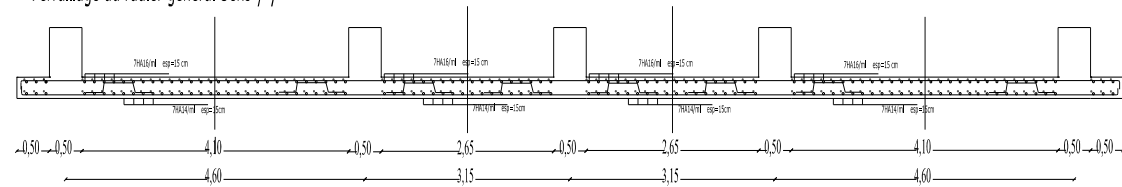
### Ferrailage du radier général Sens x-x



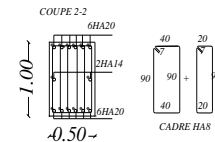
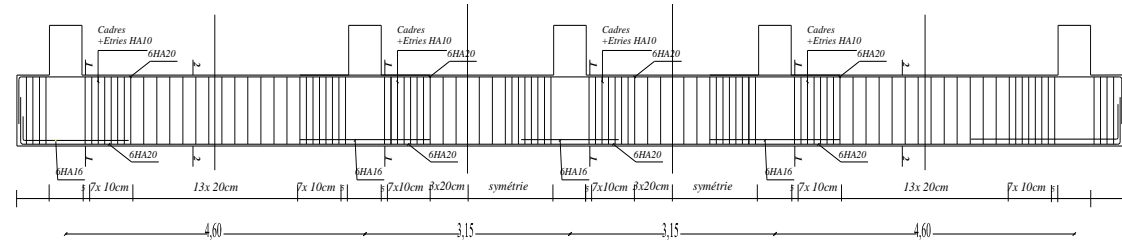
### FERRAILAGE DE LA NERVURE SENS X-X



### Ferrailage du radier général Sens y-y



### FERRAILAGE DE LA NERVURE SENS Y-Y



Republique Algerienne Democratique et Populaire  
 Université de MOULOU D MAMMERI T-O  
 Faculté du Génie de la Construction  
 Département de Génie civil

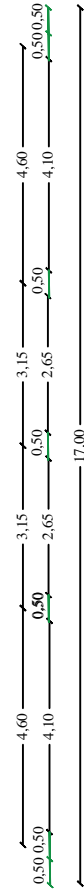
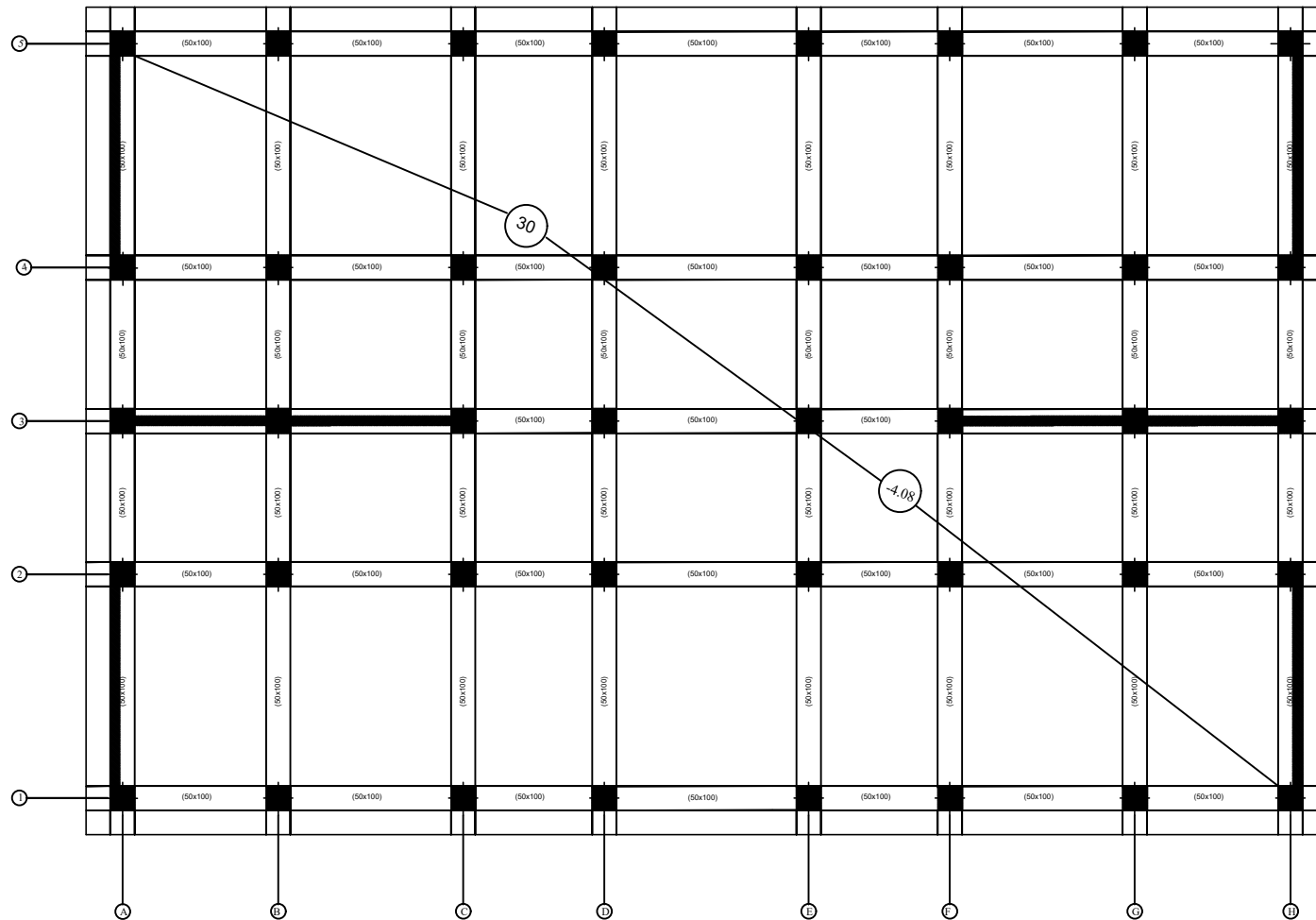
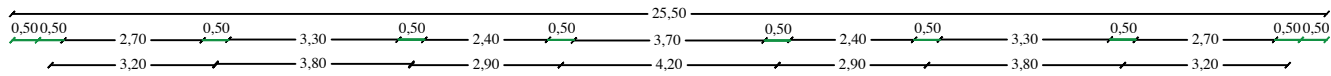
Etdie par  
 Mlle: Benamar Melissa  
 Mlle: Boudjedaimi Sarah

Dirigé par:  
 Mme SMAHI

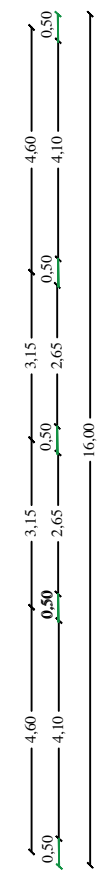
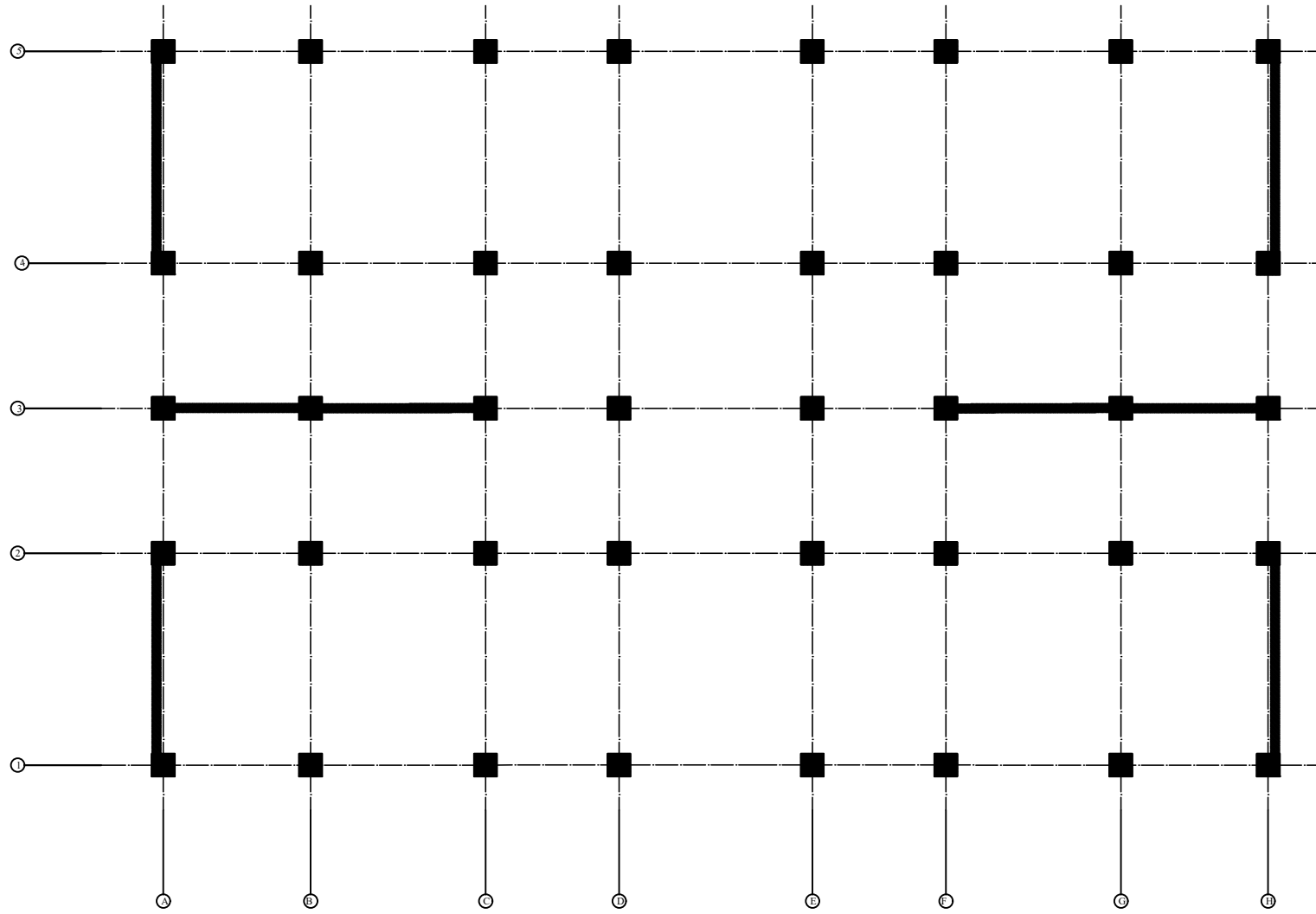
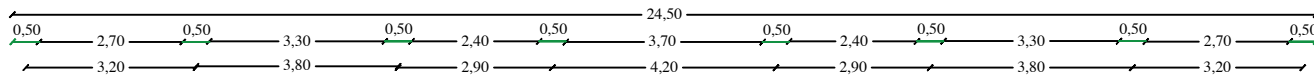
**FERRAILAGE DU RADIER  
 ET DE LA NERVURE**

Echelle:

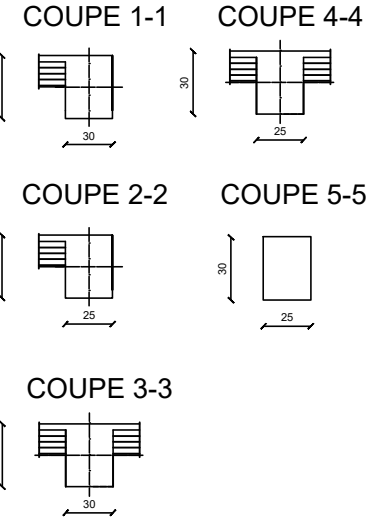
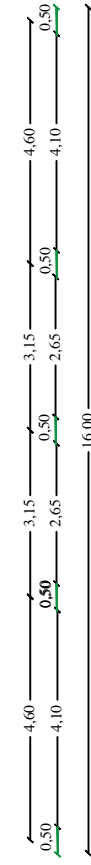
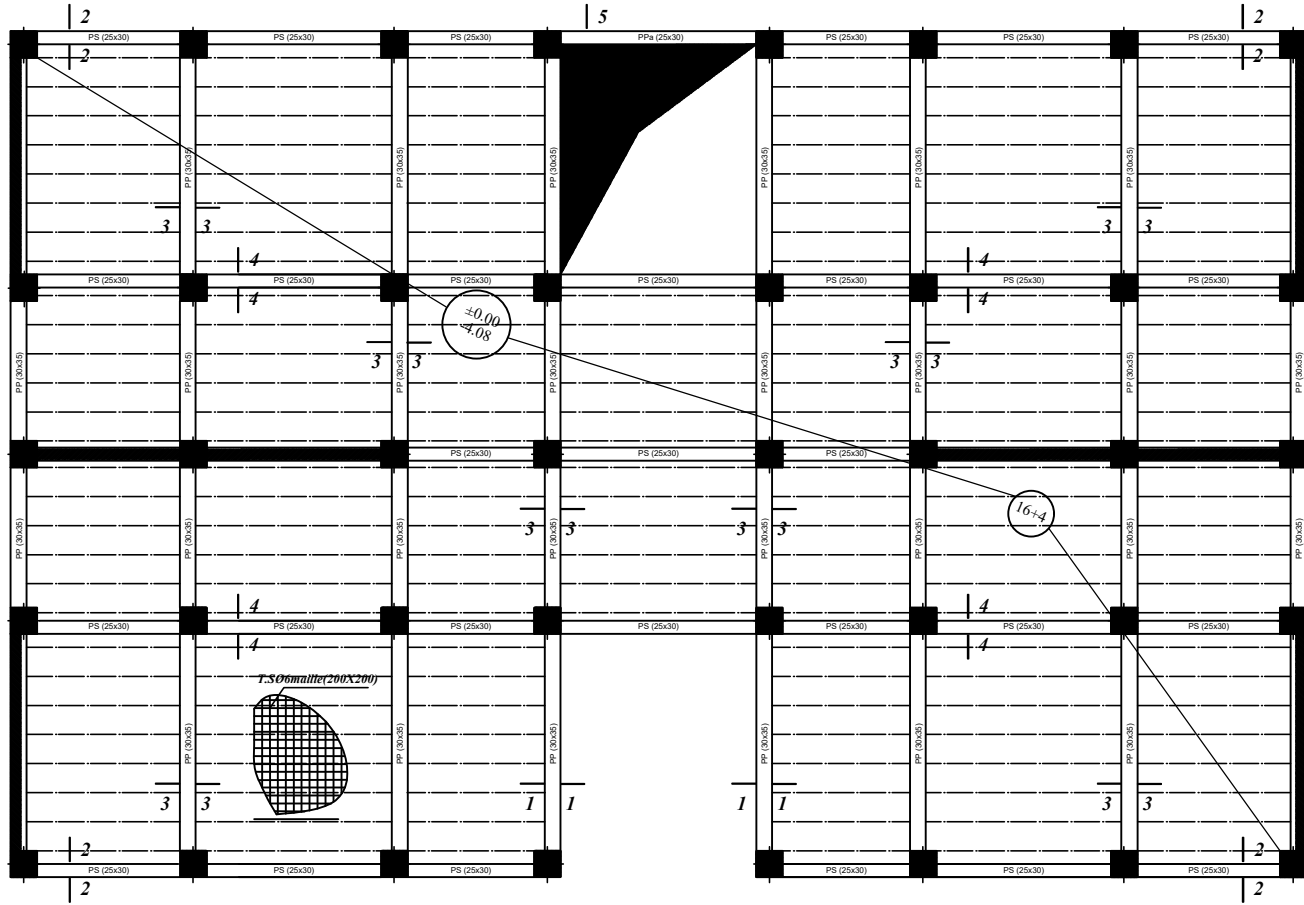
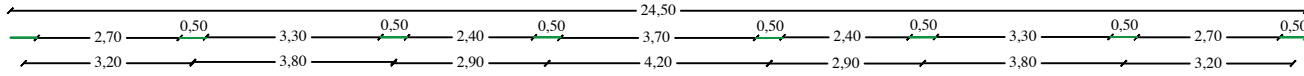
2019/2020



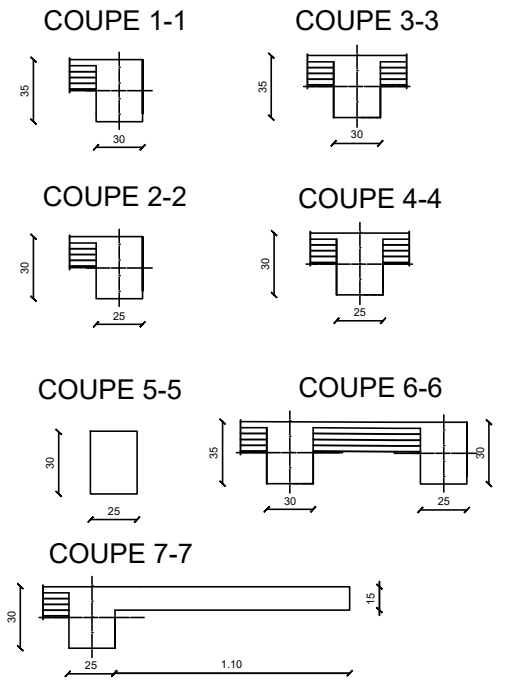
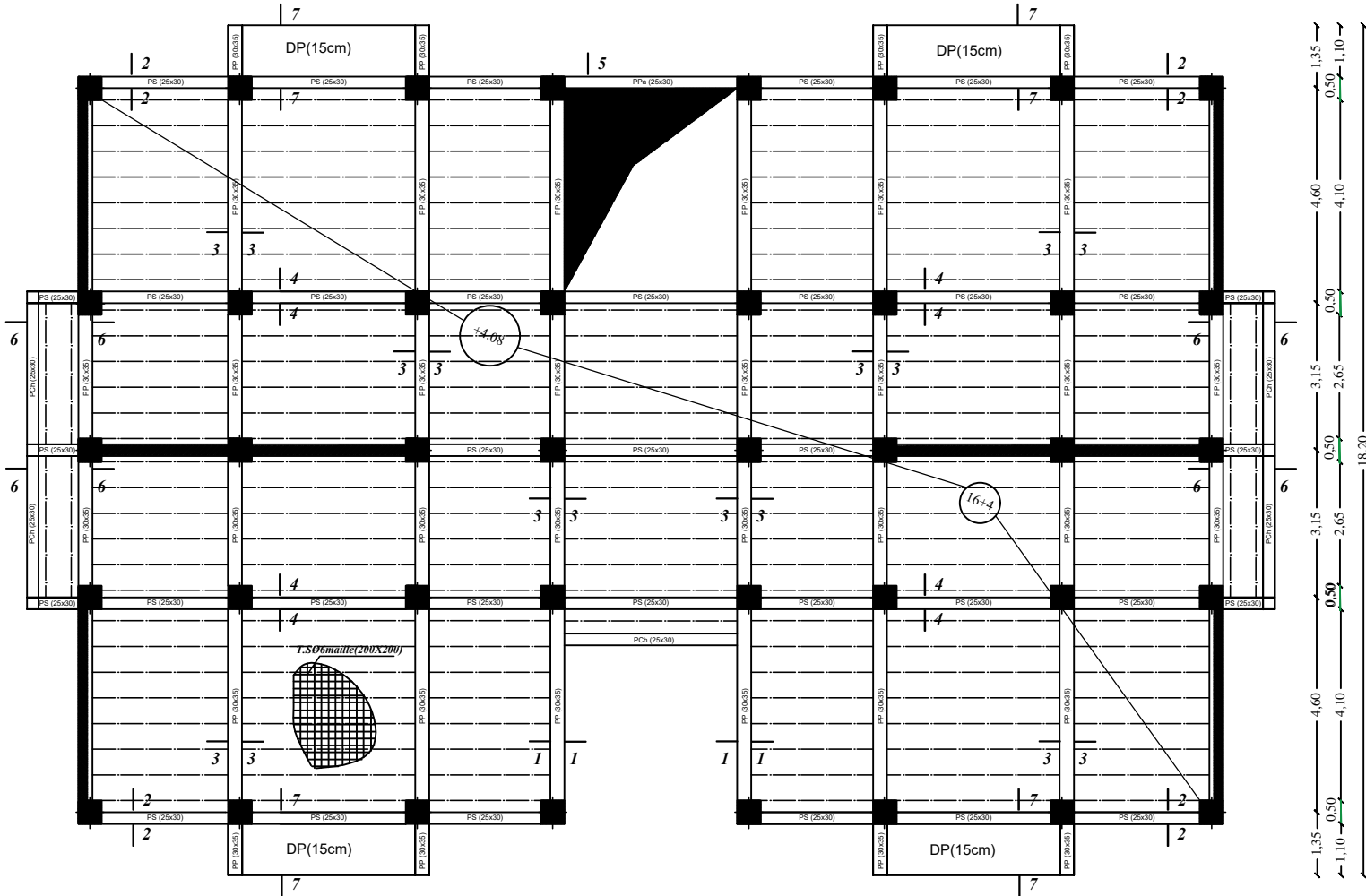
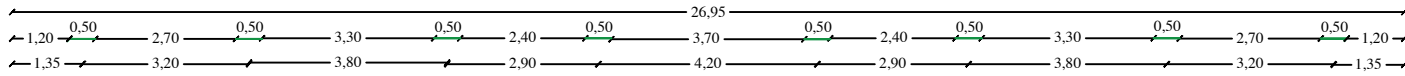
Republique Algérienne Démocratique et Populaire Université de MOULOUD MAMMERI T-O Faculté du Génie de la Construction Département de Génie civil		
Etudié par : Mlle: Benamar Melissa Mlle: Boujedaimi Sarah	<b>Coffrage du radier</b>	Echelle:
Dirigée par: Mme SMAHI		2019/2020



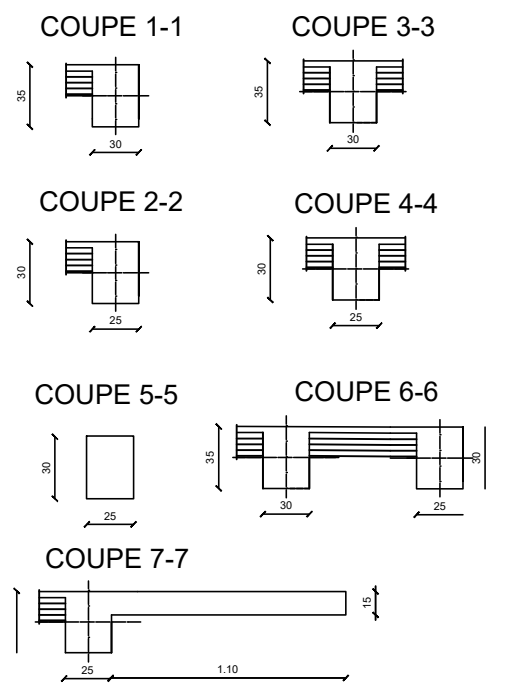
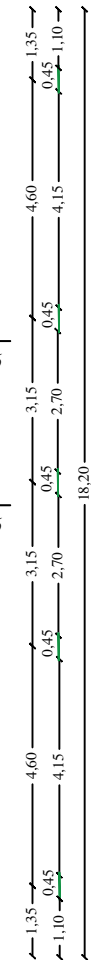
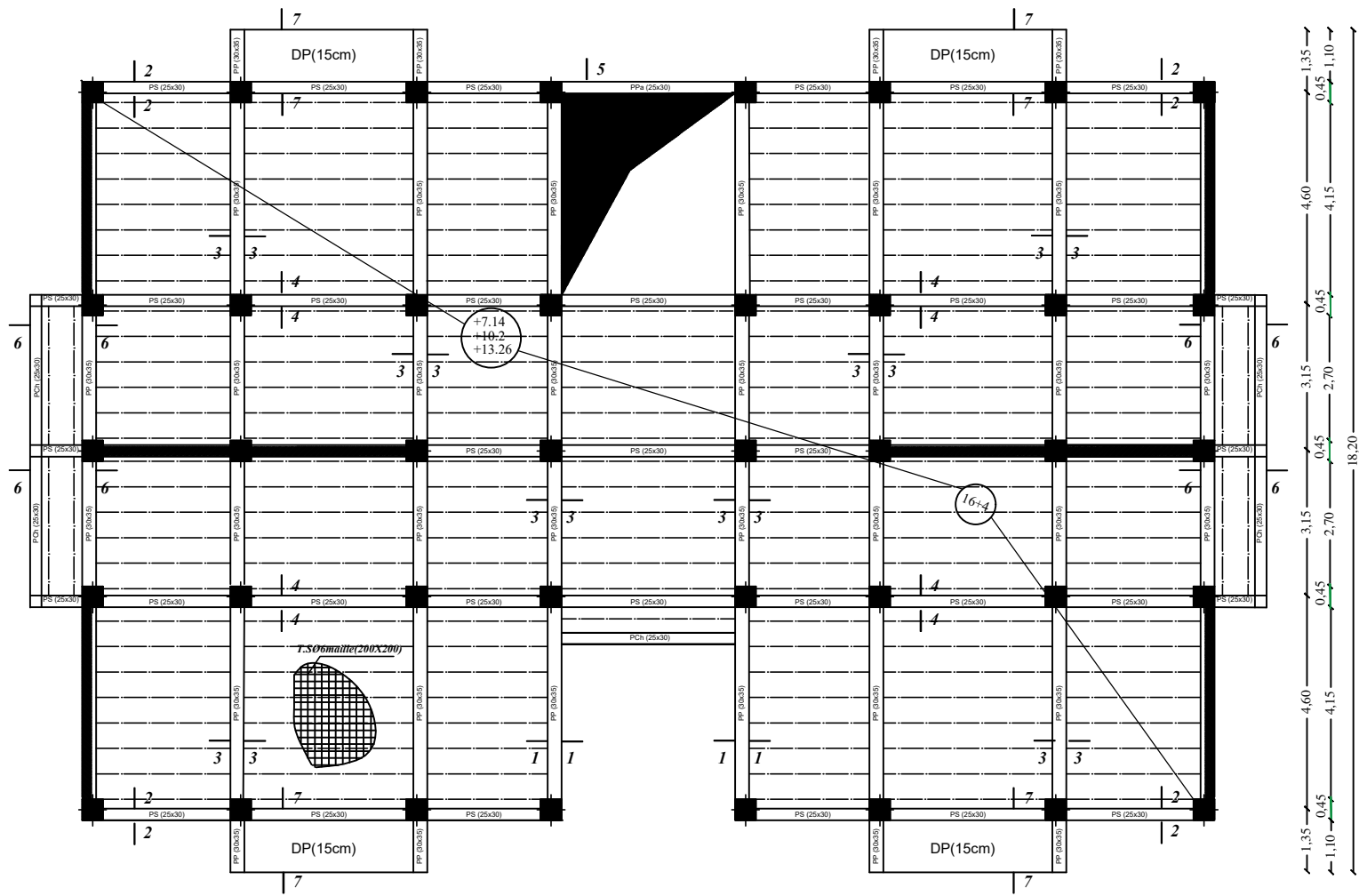
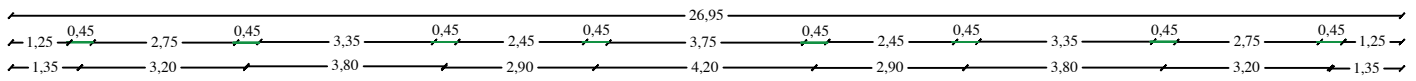
Republique Algerienne Démocratique et Populaire Université de MOULOUD MAMMERY T-O Faculté du Génie de la Construction Département de Génie civil		
Etudié par : Mme: Benamar Melissa Mlle: Boudjeddam Sarah	<b>IDENTIFICATION DES VOILES</b>	Echelle:  2019/2020
Dirigée par: Mme SMAHI		



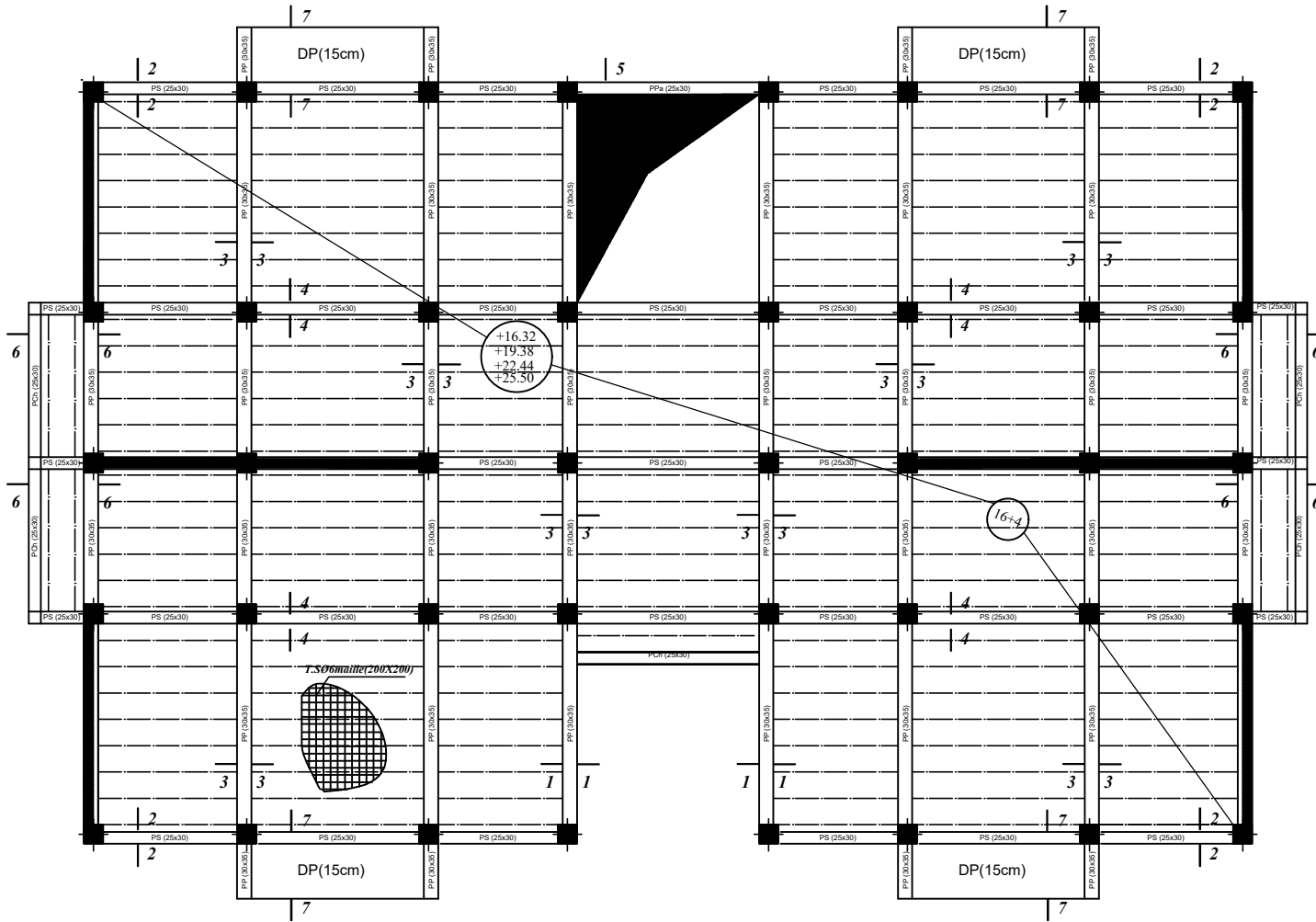
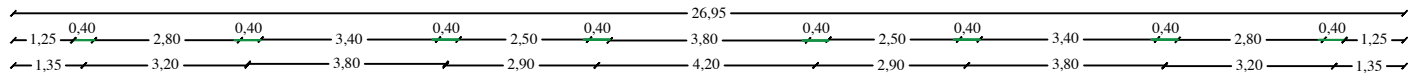
Republique Algerienne Démocratique et Populaire Université de MOULOUD MAMMERI T-O Faculté du Génie de la Construction Département de Génie civil		
Étudié par : Mlle: Benamar Melissa Mlle: Boudjedaimi Sarah	<b>COFFRAGE PLANCHERS</b> <b>NIV (-4.08), (±0.00)</b>	Echelle:  2019/2020
Dirigée par: Mme SMAHI		



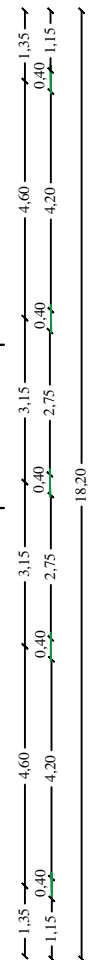
Republique Algerienne Démocratique et Populaire Université de MOULOUD MAMMERTI T-O Faculté du Génie de la Construction Département de Génie civil		
Etudié par : Mlle: Benamar Melissa Mlle: Boujdjedjani Sarah	<b>COFFRAGE PLANCHERS          NIV (+4.08).</b>	Echelle:
Dirigée par: Mme SMAHI		2019/2020



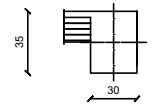
Republique Algérienne Démocratique et Populaire Université de MOULOUD MAMMERTI T-O Faculté du Génie de la Construction Département de Génie civil		
Etudié par : Mlle: Benamar Melissa Mlle: Boudjedaimi Sarah	<b>COFFRAGE PLANCHERS</b> <b>NIV (+7.14),(10.2),(13.26).</b>	Echelle:
Dirigée par: Mme SMAHI		2019/2020



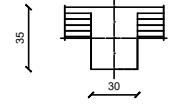
+16.32  
+19.38  
+22.44  
+25.50



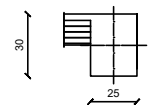
COUPE 1-1



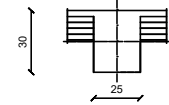
COUPE 3-3



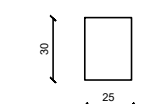
COUPE 2-2



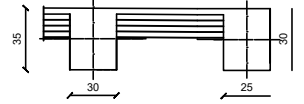
COUPE 4-4



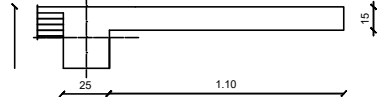
COUPE 5-5



COUPE 6-6



COUPE 7-7



Republique Algerienne Democratique et Populaire Université de MOULOUD MAMMERY T-O Faculté du Génie de la Construction Département de Génie civil		
Etudié par : Mlle: Benamar Melissa Mlle: Boudjedaimi Sarah	<b>COFFRAGE PLANCHERS</b> <b>NIV (+16.32),(19.38),</b> <b>(22.44),(25.50).</b>	Echelle:
Dirigée par: Mme SMAHI		2019/2020

# Bibliographie

- Règles parasismique algérienne RPA 99 / version 2003.
- Règles BAEL 91 modifiées 99, règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites.
- Calcul des ouvrages en béton armée (Mr. BELAZOUGUI).
- Conception et calcul des structures de bâtiment (HENRY THONIER)
- Document Technique Réglementaire DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitation.
- Cours et TD du cursus universitaire.
- Thèses de l'université Mouloud MAMMERI.