



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche  
Scientifique

جامعة عبد الحميد بن باديس مستغانم  
Université Abdelhamid ben Badis de Mostaganem

كلية العلوم والتكنولوجيا  
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil & Architecture

N° d'ordre : M /GCA/2022

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE  
MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

*Thème*

**Etuded'unbatiment en béton armé (RDC+07  
étages) selon le B.A.E.L91 et le R.P.A 99 version  
2003**

**Présenté par :**

1. M<sup>lle</sup> Ben guenouna sabria
2. M<sup>lle</sup> Charef Aissa Nawal

**Soutenu le06/ 07/ 2022 devant le jury composé de :**

Président :M. MALIKI Moustapha

Examineur :M. Bahar Sadek

Encadreur:M. BESSAI Touhami

**Année Universitaire : 2021 / 2022**

## Remerciements

Au nom du Dieu clément et miséricordieux !

Nous tenons à remercier Dieu le tout puissant, qui nous a donné la force et la patience d'accomplir ce modeste travail.

La première personne nous tenons à remercier grandement notre encadreur Monsieur BESSAI Touhami pour sa grande disponibilité et ses précieux conseils, nous le remercions de nous avoir encadrés, orienté et aidé.

Nous voulons remercier aussi toutes les personnes qui ont participé de près ou de loin à mes recherches et à l'élaboration de ce mémoire.

Nos vifs remerciements s'étendent également au membre du jury, le président Dr. MALIKI Moustapha et l'examineur Dr. BENSOUA Mohamed pour l'intérêt qu'ils ont porté à notre recherche en acceptant d'examiner notre travail et de l'enrichir par leurs propositions.

Nos plus profonds remerciements vont à nos parents, ils nous ont toujours soutenu, encouragé et aidé. Il ont su nous donner toute les chances pour réussir.

Enfin nous adressons nos plus sincères remerciements à tous nos proches et amis qui nous ont toujours soutenu et encouragé au cours de la réalisation de ce mémoire.

## Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À mon père (la grâce de dieu) et ma mère, qui sont pour moi le pouvoir car c'est eux qui me donnent de l'espoir, le courage pour continuer, le soutien, les conseils ainsi que leurs prières

À mes frères et sœurs, Adjel, Abd el rahmane , Hayat et Fatiha, Hdjet

À mon binôme Nawal

À tous mes amis et à tout personne qui occupe une place dans ma vie et dans mon cœur

Ikram, Zahra, Fatiha, Zolika, Hasna, Fozia.

À tous mes camarades de la promotion « Génie civile 2021-2022»

**Sabria**

## Dédicaces

Je dédie ce modeste travail avant tout à **mon papa** الله يرحموا , a **ma chère maman** pour son encouragement et son soutien moral et financier.

- ◆ A toute ma famille
- ◆ A ma sœur **Zineb**
- ◆ Et mes amies :( **Zahira, Fatima, Charazed, Asma, Sara, Rania** et **Hafsa**)
- ◆ A tous mes camarades d'études de la promotion de Génie Civil de l'année  
2021-2022.
- ◆ Tous ceux qui ont participé de loin ou de près à la réalisation de ce travail.

**Nawal**

# SOMMAIRE

## Chapitre I : PRESENTATION DU PROJET

I.1: Introduction	01
I.2: Présentation de l'ouvrage	
I.3: Caractéristiques générales	02
I.4. Conception de la structure	
I.5: Caractéristiques géotechnique du sol	
I.6: Caractéristiques mécaniques des matériaux	05
I.6.1: béton	05
I.6.2: Acier	07

## Chapitre II : Pré dimensionnement et Descente des Charges

II.1: Introduction	11
II.2:pré dimensionnement des Poutres	11
II.2.1:Poutre principale	
II.2.2:Poutre secondaire	
II.3:Pré dimensionnement des Planchers	16
II.3.1: Planchers à corps creux	16
II.3.2: Plancher à dalle pleine	17
II.4: Descente des charges	
II.4.1: Introduction	18
II.4.2.: Plancher terrasse inaccessible	
II.4.3:Plancher étage courant	
II.5: Dimensionnements des Poteaux les plus sollicités	
II.5.1:Méthode de calcul	
II.5.2:Loi de dégression	
II.6 : Les voiles	
II.6.1 : Voile de contreventement	

## Chapitre III : Etude de planchers

III.1: Introduction	36
III.2: Plancher dalle corps creux	
III.2.1:Les poutrelles	
III.2.2:Pré dimensionnement des poutrelles	
III.2.2.1:Etude et ferrailage de la dalle compression	
III.2.2.2: Etude des poutrelles	
III.2.3:Vérification des conditions et méthode de calculs	
III.2.3.1:Méthode forfaitaire	
III.2.3.2:Méthode de Caquot minorée	
III.2.4.1 : Calcul du ferrailage	
III.2.4.2 : Calcul de la flèche	
III.2.4.3 : Dessin de ferrailage	

## Chapitre IV : Etude des éléments secondaires

IV.1:Introduction	92
IV.2. : Acrotère	92
IV.2.1: Détermination des sollicitation	
IV.2.2: Détermination du ferrailage	
IV.2.3 : Vérification des contraintes	
IV.3: Balcon	96
IV.3.1: Introduction	98
IV.3.2 : Décente de charges du balcon	110
IV.3.3: Calcul du ferrailage	
IV.3.4 : Vérification de la flèche	
IV.3.6 : Dessin de ferrailage	116
IV.4 : Escalier	116
IV.4.1: Définition des éléments d'un escalier	
IV.4.2: Pré dimensionnement	
IV.4.3: Descente de charges	127

## Chapitre V : Etude sismique

VI.1: Introduction	159
VI.2: Etude sismique	159
VI.2.1: Modélisation	159
VI.2.2: Choix de la méthode de calcul	161
VI.3: Méthode statique équivalente	162
VI.4: Méthode dynamique modale spectrale	164

## Chapitre VI : Etude des portiques

VI.1: Introduction	172
VI.2: Ferrailage des portiques	
VI.2.1: Combinaisons d'actions	
VI.2.2:Ferrailage des poutres	172
VI.2.3: Dessin de ferrailage de la poutre principale et la poutre secondaire	
VI.2.4: Ferrailage des poteaux	172
VI.3: Conclusion	173
VI.3.4: Voiles de contreventement	181
VI.3.4.1: Introduction	202
VI.3.4.2: Rôle de contreventement	202
VI.3.4.3: Sollicitation de calcul	203
VI.3.4.4: La méthode de calcul	204
VI.4: Ferrailage des voiles	210
VI.4.1:Exemple de calcul	214

## Chapitre VII : Etude des fondations

VII.1: Introduction	222
VII.1.2 : Calcul des semelles	222
VII.1. 2.1: Pré dimensionnement	224
VII.2: Etude du radier	232
VII.3.1: Ferrailage de la dalle	232
VII.2.1: Pré dimensionnement du radier	237
VII.3: Pré dimensionnement des poutres	239
VII.4: Ferrailage du radier	242
VII.5.2 : pré dimensionnement	242

## Liste des tableaux

Tableau .1: Types d'acier -----	11
Tableau .2 : Charges du plancher terrasse inaccessible-----	17
Tableau .3 : Charges du plancher étage courant-----	18
Tableau .4 : Charges du mur extérieur-----	18
Tableau .5 : Charges du mur intérieur -----	19
Tableau .6: Tableau récapitulatif des charges-----	19
Tableau .7 : Dégression verticale des charges-----	22
Tableau .8 : Évaluation des charges-----	33
Tableau.9 : Charges permanentes et surcharge de la paillasse-----	66
Tableau.10 : Charges permanentes et surcharges du palier-----	67
Tableau.11 : Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.U) -----	69
Tableau.12 : Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.S) -----	71
Tableau.13 : Valeurs des pénalités $P_q$ -----	87
Tableau .14: Période et facteurs de participation massique-----	89
Tableau 15 : Tableau récapitulatif du calcul de la force sismique statique-----	89
Tableau16:Tableau de vérification de la résultante de la force sismique-----	90
Tableau.17 : Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur-----	90
Tableaux .18 : Déplacement relatif de tous les niveaux-----	91
Tableaux.19 : Vérification de l'effort $p\Delta$ -----	93
Tableau .20 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants-----	98
Tableau.21 : Tableau récapitulatif de ferrailages trouvé par SOCOTEC-----	104
Tableau.22 : Tableau récapitulatif des sollicitations-----	110
Tableau.23 : Tableau récapitulatif de toutes les armatures-----	120
Tableau.24 : les sollicitations de calcul yy-----	124
Tableau.25 : les sollicitations de calcul xx-----	124
Tableau.26: Dimensions des poutres-----	135
Tableau .27 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant des panneaux en (KN.m) -----	140
Tableau.28: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travées-----	141
Tableau.29:Tableau récapitulatif des sollicitations et des armatures -----	150

## Liste des figures

Figure.1. Plan étage courant-----	5
Figure.2.Diagramme rectangulaire simplifié-----	9
Figure.3.Diagramme Contraintes Déformations du béton-----	10
Figure.4.Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS-----	10
Figure.5. Diagramme contraintes-déformation de l'acier-----	11
Figure .6. Section d'une poutre -----	14
Figure .7. Coupe transversale d'un plancher à corps creux-----	15
Figure .8. Section transversale d'un plancher (terrasse inaccessible) -----	17
Figure .9. Section transversale d'un plancher à corps creux d'étage courant-----	17
Figure .10. Section réduite du béton -----	21
Figure .11.Schéma des niveaux. -----	21
Figure .12.Surface afférente du poteau le plus sollicité-----	24
Figure .13. Voile en élévation-----	27
Figure.14. Plancher d'étage a corps creux. -----	30
Figure.15. Dimensions des poutrelles-----	31
Figure.16. Section de calcul. -----	31
Figure .17. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées-----	34
Figure.18. Diagramme des moments des appuis pour une poutre plus que 2 travées-----	34
Figure .19. Section de calcul -----	46
Figure.20. Section de calcul en travée -----	46
Figure.21.Section de calcul en appui-----	47
Figure.22. L'influence de l'effort tranchant-----	49
Figure.23. Dessin de ferrailage de la dalle a corps creux. -----	54
Figure .24. Schéma Statique de l'acrotère-----	57
Figure.25. Coupe transversale de l'acrotère-----	57
Figure.26.Ferrailage des l'acrotère-----	59
Figure .27. Coupe de balcon. -----	59
Figure .28. Disposition des armatures de la nappe supérieure-----	60
Figure .29 . Schéma statique du balcon-----	61
Figure .30. ferrailage des balcon -----	<b>63</b>
Figure .31. Cage d'escalier d'étage courant. -----	64
Figure .32. Différents éléments d'un escalier-----	65
Figure .33. Schéma statique -----	65
Figure .34. Schéma statique de l'escalier-----	68
Figure .35. Diagrammes des sollicitations-----	69
Figure .36.Diagrammes des sollicitations-----	71
Figure .37.Diagramme des moments retenus-----	72
Figure .38. Section calcul en travée -----	72
Figure .39. Ferrailage des Escaliers-----	74
Figure.40. Diagrammes des (M et T) de la poutre palière -----	75
Figure.41.Diagrammes des (M et T) de la poutre palière-----	76
Figure.42.Coup de Poutre palière-----	79
Figure.43. Modélisation de la structure par l'interface de robot bat-----	82
Figure .44. Spectre de réponse-----	88
Figure.45. Disposition des voiles-----	88
Figure .46. Section de calcul en travée-----	98

Figure .47. Section de calcul en appuis-----	101
Figure .48.ferraillage des poteaux-----	105
Figure .49. Direction des moments et effort normal dans un poteau-----	106
Figure .50. La zone nodale-----	107
Figure .51.Les armatures transversales dans la zone de recouvrement-----	109
Figure .52. Position de $N_1$ , $M_1$ et $M'_1$ sur la section transversale-----	112
Figure .53. Position de $N_1$ , $M_1$ et $M'_1$ sur la section transversale-----	114
Figure .54. Position de $N_1$ , $M_1$ et $M'_1$ sur la section transversale-----	115
Figure .55.Position de $N_1$ , $M_1$ et $M'_1$ sur la section transversale-----	116
Figure .56.La zone nodale-----	119
Figure .57. Ferraillage des poteaux-----	120
Figure .58. Ferraillage du voile-----	129
Figure .59. Disposition du voile-----	123
Figure .60. Section du calcul de voile-----	125
Figure .61. Position de $N'_1$ , $M'_1$ et $M_1$ sur la section transversale-----	125
Figure .62. Semelle isolée-----	131
Figure.63.Schéma du radier général-----	132
Figure.64. Dimensions du panneau de dalle le plus sollicité-----	133
Figure.65.Dimensions du radier-----	135
Figure.66. Dimension de la poutre-----	135
Figure.67. Schéma des contraintes du sol-----	138
Figure.68. Enrobage-----	141
Figure .69. Section de calcul dans le sens xx yy-----	141
Figure.70. Section de calcul-----	147
Figure.71.Schéma statique du débord-----	147
Figure.72. Distribution des charges sur les Poutre-----	149
Figure.73. Distribution des charges sur les poutres secondaires-----	149
Figure.74. Dessin de ferraillage de la poutre principale-----	152
Figure.75. Dessin de ferraillage de la poutre secondaire-----	153

## Notations

**A** : coefficient accélération de zone.

**A<sub>l</sub>** : section d'armature longitudinale.

**A<sub>min</sub>** : section d'armature minimale déterminée par les règlements.

**A<sub>r</sub>** : section d'armature de répartition.

**A<sub>t</sub>** : section d'armature de travée transversale.

**A<sub>u</sub>** : section d'armature d'état limite ultime de résistance.

**A'** : section d'armature comprimée.

**Br** : sectionné de l'ite du béton.

**Cp** : facteur de force horizontale.

**Cs** : charge de la rupture.

**D** : coefficient d'ampli fiction dynamique.

**E** : module de déformation longitudinale (module de YOUNG).

**E<sub>ij</sub>** : module de déformation longitudinale instantanée.

**E<sub>iv</sub>** : module de déformation longitudinale différée.

**G** : action des charges permanentes.

**H** : Hauteur.

**HA** : armature à haute adhérence.

**I** : moment d'inertie en générale.

**L** : longueur.

**Le** : longueur en élévation.

**Ln** : longueur entraxe des nervures.

**Lp** : longueur en plan.

**M** : moment fléchissant.

**Ma** : moment fléchissant en appui.

**Md** : moment fléchissant des droits.

**Mf** : moment fléchissant totale.

**Mg** : moment fléchissant sous charge permanente ; moment du au garde-corps.

**Mj** : moment fléchissant sous charge permene en teavantmis en place des cloisons

**Mser** : moment fléchissant d'état limite des évince.

**Mt** : moment fléchissant de travée.

**Mu** : moment fléchissant d'état limite ultime de résistance.

**Mw** : moment fléchissant de lagauche.

**M<sub>0</sub>** : moment de flexion d'une poutre simplement appuyée.

**M<sub>1</sub>** : coefficient par rapport d'une eau armature étendues ; coefficient de Pigeaud.

**M<sub>2</sub>** : coefficient de Pigeaud.

**N** : effort normal.

**Ne** : effort normal au centre de la section.

**Npp** : effort normal du au poids des poutres principales.

**Nps**: effort normal du au poids des poutres secondaire

**Nser**: effort normal d'état limite de service.

**P**: poids propre ; périmètre.

**Pr** : poids propre du radier.

**Pq**: pénalités retenir dans la détermination du coefficient.

**Q**: action variable quelconque ; facteur de qualité.

**R** : **rayon** ; coefficient de comportement de la structure.

**S** : **surface**.

**Sr** : surface du radier.

**T** : **effort** tranchant.

**Tx**: période de fondamentale danses x-x.

**Ty**: période de fondamentale le danses y-y.

**Uc**: périmètre de contour.

**V** : **force** sismique ; effort horizontal.

**Vt**: effort sismiques la base de la structure.

**W** : poids totale la structure.

**Wp**: poids de l'élément en considération.

**A**: longueur ; distance ; dimension.

**B**: largeur.

**b<sub>0</sub>** : largeur de la nervure.

**b<sub>1</sub>** : largeur du poteau.

**C**: enrobage.

**D**: hauteur utile.

**E** : excentricité ; espacement.

**ea** : excentricité additionnelle.

**f** : flèche.

**Fc**: contrainte caractéristique du béton à la compression.

**Fe**: limite élastique d'acier.

**Ft**: contrainte caractéristique du béton à la traction.

**g** : **giron** de la marche.

**Hc**: hauteur du corps creux.

**Hd**: hauteur de la dalle.

**He**: hauteur libre.

**h<sub>moy</sub>** : hauteur moyenne.

**ht**: hauteur totale.

**h'** : hauteur de la zone nodale.

**h1** : hauteur du poteau.

**i** : **rayon** de giration.

**j** : nombre des jours.

**l** : **longueur** ; distance.

**lf** : longueur de flambement.

**l'** : longueur de la zone nodale.

## **Résumé**

**Notre projet consiste en une étude d'un immeuble à usage d'habitation composé d'un rez-de**

**Chaussée et de sept étages situé dans la wilayat de MOSTAGANEM.**

**La première partie représente une description du travail et la définition des caractéristiques des matériaux utilisés ainsi que les réglementations techniques utilisés.**

**Dans la deuxième partie, nous avons pré-dimensionné les éléments secondaires à charges réduites selon le règlement R.P.A.99 Edition 2003.**

**La troisième partie est une modélisation pour déterminer les partitions finales à l'aide du logiciel ROBOT.**

**La quatrième partie concerne les pools d'objets suivis d'un calcul avec vérification d'infrastructure.**

**Enfin, l'ensemble de la structure a été traduit en dessins d'exécution à l'aide du logiciel AUTOCAD.**

## المخلص

يتكون مشروعنا من دراسة مبنى للاستخدام السكني مكون من طابق أرضي وسبعة طوابق يقع بولاية مستغانم ، يمثل الجزء الأول وصفا للعمل والتعريف خصائص المواد المستخدمة وكذلك اللوائح والبرامج المستخدمة.

R.P.A99 في الجزء الثاني, قمنا بعمل أبعاد مسبقة لعناصر الهياكل والعناصر الثانوية مع خفض الأحمال بموجب

للائحة

الجزء الثالث عبارة عن نمذجة لتحديد الأقسام النهائية باستخدام برنامج يتعلق الجزء الرابع بتجمعات العناصر متنوعة بحساب مع التحقق من البنية التحتية أخيرا, تمت ترجمة حجم الهيكل بأكمله إلى رسومات عمل باستخدام برنامج

**ROBOT**

يتعلق الجزء الرابع بتجمعات العناصر متنوعة بحساب مع التحقق من البنية التحتية.

أخيرا, تمت ترجمة حجم الهيكل بأكمله إلى رسومات عمل باستخدام برنامجAUTOCAD.

## **Summary**

Our Project consists of a study of a building for residential use consisting of a ground floor and seven floors, located in the wilaya of MOSTAGANEM.

The first part represents a description of the work, and definition of Characteristics of the materials used as well as the regulations and programs used.

In the second part, we pre-dimensioned the structure elements and secondary elements with reduced loads according to regulation R. P. A 99 Edition 2003.

The third part is a modeling to determine the final partitions using the ROBOT software.

The fourth part concerns object poots followed by computation with infrastructure vérification.

Finally, the entire structure volume was translated into working drawings using AUTOCAD software.

## **Introduction générale**

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale, dans un souci d'économie de l'espace. L'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques. Elle se représente comme étant une région à forte activité sismique. Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme. Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique. L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela, il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- La sécurité : assurer la stabilité de l'ouvrage.
- Economie : sert à diminuer les coûts du projet.
- Confort.
- Esthétique.

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

- Souplesse d'utilisation.
- Durabilité (duré devie).
- Résistance au feu.

Dans le cadre de ce projet, on a procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation et commerce, implanté dans une zone de sismicité moyenne, comportant un RDC et 7 étages à Mostaganem.

Ce mémoire est constitué de huit chapitres :

- Le premier chapitre consiste à la présentation complète du bâtiment.
- Le deuxième chapitre présente les caractéristiques des matériaux utilisées.
- Le troisième chapitre présente le pré-dimensionnement des éléments de la structure.
- Le quatrième chapitre présente le calcul des planchers.
- Le cinquième chapitre traite le calcul des éléments secondaires.

•Le sixième chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations  
L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul[ROBOT BAT].

- Le septième chapitre consiste à l'étude des éléments structuraux.
- Le dernier chapitre traite l'étude de l'infrastructure.





**CHAPITRE I :**  
**PRESENTATION DU**  
**PROJET**

# CHAPITRE I :

## PRESENTATION DU PROJET

### I.1.INTRODUCTION

La stabilité de l'ouvrage est fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) et des différentes sollicitations (compression, flexion...). La résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 version 2003, CBA93) qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

### I.2.PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le projet que nous avons étudié consiste à un bâtiment à usage commerciale et d'habitation, composé d'un RDC +7 étages, implanté à MOSTAGANEM, qui est une Zone de moyenne sismicité zone IIa. Ce bâtiment est dans un site S2 (Site ferme) selon le RPA99, V2003 (Règlement Parasismique Algérien Version 2003).

### I.3.CARACTERISTIQUES GENERALES

#### **I.3.1. Caractéristiques géométriques**

Les caractéristiques de la structure sont :

- ✓ Hauteur totale du bâtiment -----25,50 m
- ✓ Hauteur du RDC ----- 4,08 m
- ✓ Hauteur des étages ----- 3.06 m
- ✓ Longueur en plan ----- 22 ,22 m
- ✓ Largeur en plan ----- 16,47m

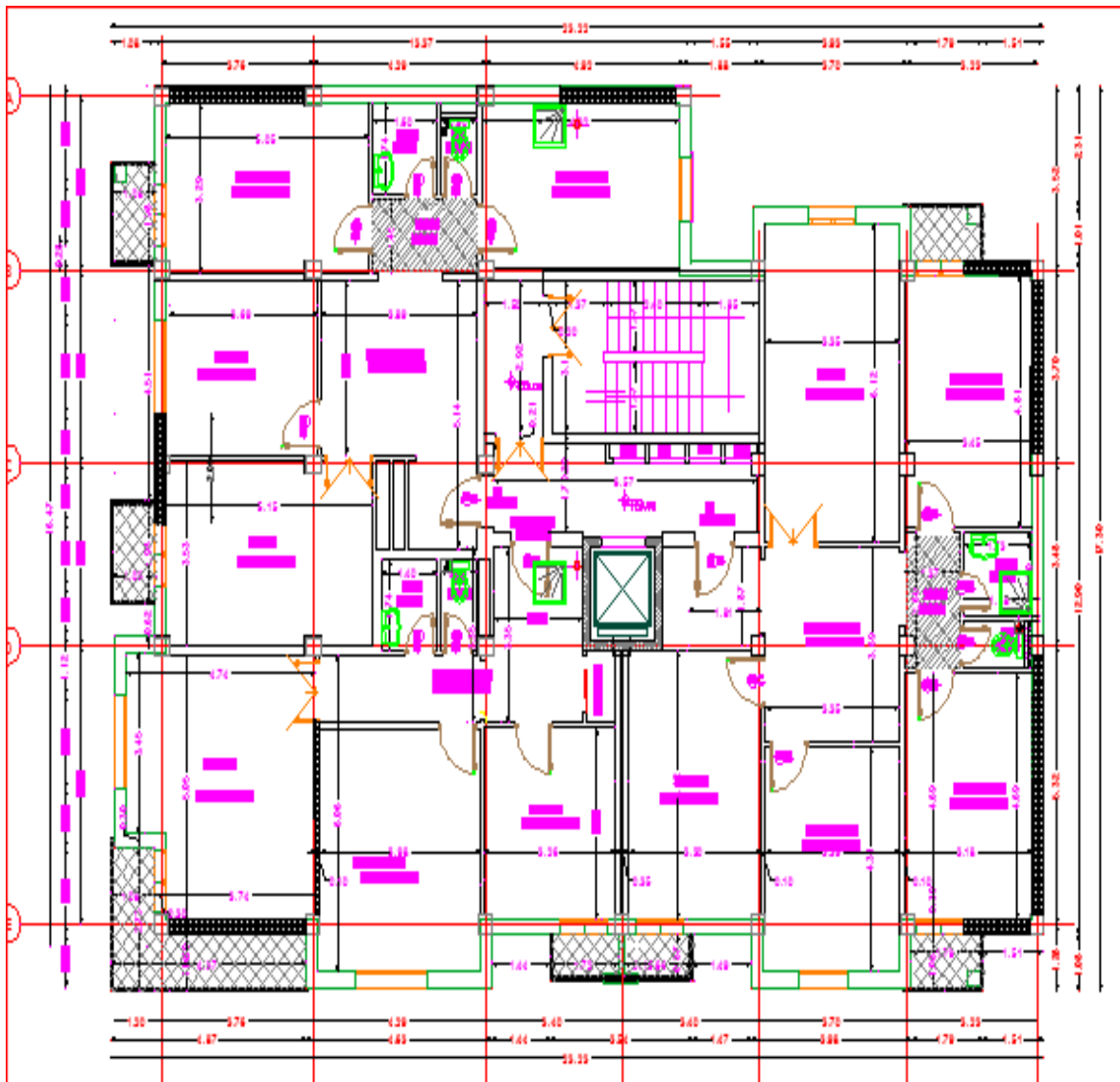


Figure.1. Plan étage courant

## I.4. CONCEPTION DE LA STRUCTURE

### ❖ L'ossature :

L'ossature de ce bâtiment est formée par un contreventement mixte, poteaux et de poutres constituant une série de portique auto stable et des voiles.

### ❖ Les planchers :

Nous avons optés pour des planchers à corps creux (16+4), pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.

- Raison économique.

- En plus le projet est à usage d'habitation (charges d'exploitations ne sont pas assez importantes) les balcons sont en dalle pleine.

❖ **Maçonneries :**

- Les murs extérieurs et les murs de séparation entre logement sont constitués en double parois de briques en 30cm (10cm d'épaisseur) séparées par une lame d'air de 10cm d'épaisseur.

- les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de brique d'épaisseur 10cm.

❖ **Revêtements :**

- Le revêtement des murs est réalisé par mortier de ciment.

-Enduit en plâtre pour les plafonds.

- Le revêtement du sol et escalier est réalisé par du carrelage, dalle de sol ou marbre.

- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

❖ **Escaliers :**

La structure comporte une seule cage d'escalier du RDC au 7ème étage. L'escalier est composé de deux volées et un palier.

❖ **L'acrotère :**

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère en béton armé de 60 cm de hauteur.

❖ **Fondation :**

Les fondations d'un ouvrage sont des éléments constituants qui assurent la transmission des efforts au sol.

Les différents types de semelles sont :

- Les semelles filantes
- Les semelles isolées
- Les radiers

Dans la structure étudiée, on utilisera des radiers.

## I.5. CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DU SOL

Dans notre étude on a considéré que le sol d'assise de la construction est un sol ferme et par conséquent on a adopté :

- La contrainte admissible :  $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 2,5$  bars
- Poids volumique du sol :  $\gamma_h = 17$  KN/m<sup>3</sup>
- Angle de frottement interne :  $\varphi = 35^\circ$

## I.6. CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX

### **I.6.1 le béton**

C'est un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables, de ciments, de granulats (gravier et sable) et d'eau.

Le dosage utilisé dans la construction et les proportions de matériaux dans 1m<sup>3</sup> de béton est :

- Ciment utilisé ..... CPA ou CPJ45 (dosage 350 kg / m<sup>3</sup>)
- Sable ..... 400 litres / m<sup>3</sup> (Ds ≤ 0.5mm)
- Gravier..... 800 litres / m<sup>3</sup> (Dg ≤ 25mm)
- Eau de gâchage ..... 160 à 180 litres / m<sup>3</sup>

Elle doit être propre et sans matières organiques.

#### **I.6.1.1. Principaux caractéristiques et avantages de béton**

La réalisation d'un élément d'ouvrage en béton armé, comporte les 4 opérations :

- Exécution d'un coffrage (moule) en bois ou en métal.
- La mise en place des armatures dans le coffrage.
- Mise en place et « serrage » du béton dans le coffrage.
- Décoffrage « ou démoulage » après durcissement suffisant du béton.

Les principaux avantages du béton armé sont :

- **Economie** : le béton est plus économique que l'acier pour la transmission des efforts de compression, et son association avec les armatures en acier lui permet de résister à des efforts de traction.

- **Souplesse des formes** : elle résulte de la mise en œuvre du béton dans des coffrages aux quels on peut donner toutes les sortes de formes.
- **Résistance aux agents atmosphériques** : elle est assurée par un enrobage correct des armatures et une compacité convenable du béton.
- **Résistance au feu** : le béton armé résiste dans les bonnes conditions aux effets des incendies.

### **I.6.1.2. La résistance caractéristique du béton**

#### **a. Résistance à la compression**

Un béton est défini par la valeur caractéristique de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite  $f_{C28}$ .

Exemples de résistances couramment atteintes d'après l'article A.2.1, 13 / BAEL91 :

- **20 MPa** sont facilement atteintes sur les chantiers convenablement outillés ;
- **25 MPa** sont atteintes sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier ;
- **30 MPa** peuvent être obtenue à condition de choisir convenablement les matériaux et d'étudier la composition du béton.

Pour notre étude on va opter pour  $f_{C28} = 25$  MPa.

#### **b. Résistance à la traction**

La résistance à la traction d'un béton à 28 jours est donnée par la formule :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{C28}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

### **I.6.1.3. Déformation longitudinales du béton**

#### **❖ Déformations instantanées « Eij »**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On admet qu'à l'âge de « j » jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton Eij est égale à :

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

Avec : Eij et fcj en MPa.

❖ **Déformations différées « Evj »**

Sous des contraintes de longue durée d'application on admet qu'à l'âge de « j »

Jours le module de déformation longitudinal différée du béton Evj est donné par la formule :

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

Avec : E vj et f cj en [ MPa ]

**I.6.1.4. Coefficient de poisson**

- $\nu = 0.2$  pour le calcul des déformations.
- $\nu = 0$  pour le calcul des sollicitations

**I.6.1.5. Diagrammes déformations –contraintes de béton**

On distingue (figure) :

- ❖ Le diagramme « parabole rectangle ».
- ❖ Le diagramme rectangulaire simplifié qui sera étudié et utilisé dans nos calculs en raison de :
  - Sa simplicité d'emploi.
  - Sa concordance satisfaisante, en flexion simple, avec le diagramme « parabole -rectangle »

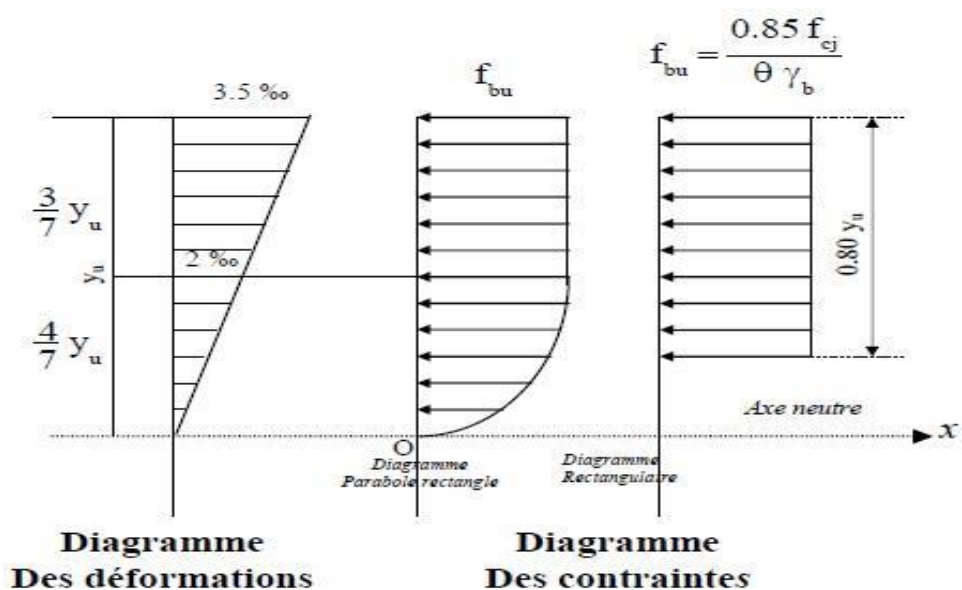


Figure.2. Diagramme rectangulaire simplifié.

Avec :

$f_{cj}$  : Résistance caractéristique du béton à j jours.

$\gamma_b$  : Coefficient de sécurité égale 1.5.

$f_{bu}$  : Contrainte de calcul.

$\theta$  : Coefficient d'application (voir le tableau).

### I.6.1.6. Les contraintes limites

- ❖ **Etat limite ultime**
- ❖ Les sollicitations de calcul à considérer résultant des combinaisons d'action dont on retient les plus défavorables.
- ❖ **La contrainte limite du béton en compression**
- ❖ La contrainte limite ultime du béton en compression est donner par :
- ❖  $f_{bu} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$

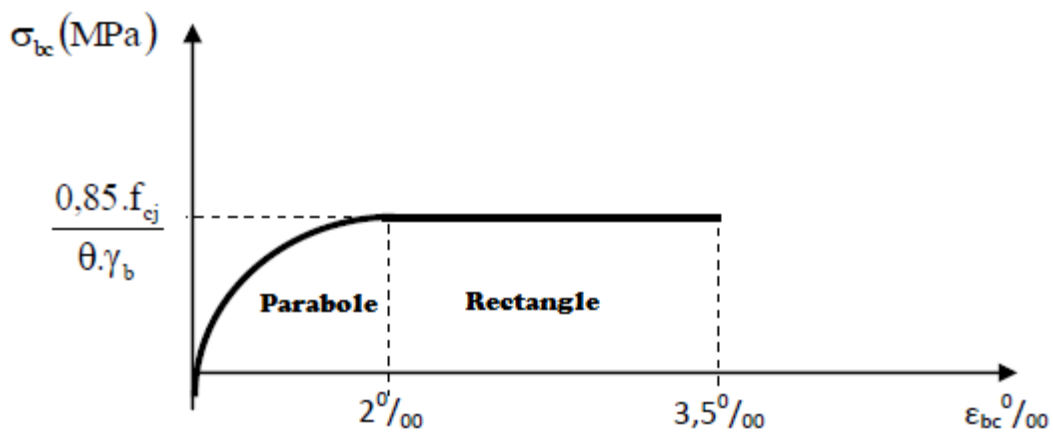


Figure.3. Diagramme Contraintes Déformations du béton

#### Notations

$\gamma_b = 1,5$ ..... Situation durable.

$\gamma_b = 1,15$ ..... Situation accidentelle.

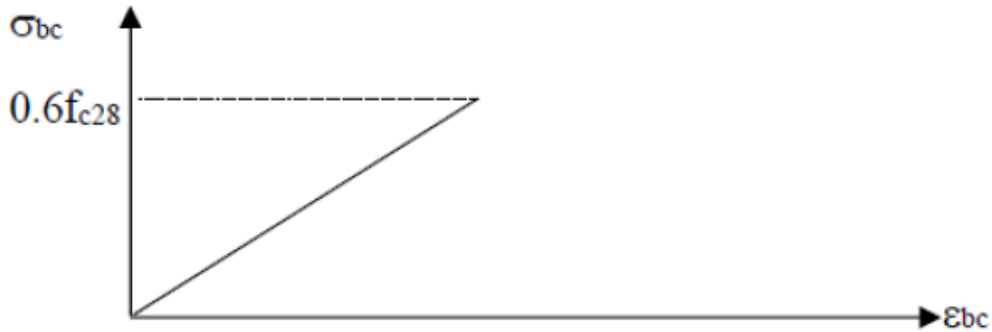
$\theta = \begin{cases} 1 & \dots\dots\dots t > 24h. \\ 0,9 & \dots\dots\dots 1h < t < 24h. \end{cases}$

0,8..... t < 1h.

❖ **Etat limite de service :**

La contrainte de compression du béton est limitée à 0.6 f<sub>cj</sub>

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



**Figure.4.**Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

**Contrainte limite de cisaillement :**

$\bar{\tau}_U = 3.33 \text{ [MPa]}$  Fissuration peut préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\bar{\tau}_U = \min \left( \frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$\bar{\tau}_U = 2.5 \text{ [MPa]}$  Fissuration préjudiciable et très préjudiciable. Déduite de la formule suivante :

$$\bar{\tau}_U = \min \left( \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

**I.6.2 Aciers**

L'acier est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction qu'en compression.

Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 03 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

**Tableau. 1: Types d'acier.**

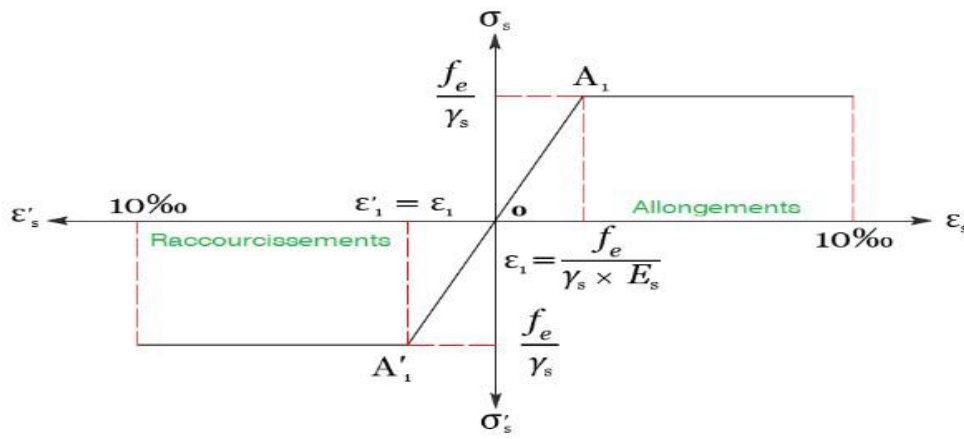
Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)	Limite de rupture	Allongement à la rupture
Haute adhérence (HA)	Fe E400	400	310 – 490	22%
	Fe E500	500	390 – 490	25%

Rond lisse (RL)	Fe E215	500	480	14%
	Fe E235	235	550	12%
Treillis Soudés	Fe E500	500	550	12%

### I.6.2.1. Module d'élasticité longitudinale

Est près égale :  $E_s = 200000$  [MPa] .

### I.6.2.2. Contraintes limites



**Figure.5.** Diagramme contraintes-déformation de l'acier

Avec :

$\sigma_s$  : Contrainte de l'Acier.

La contrainte limite de l'acier adopté est la suivante :

$$\sigma_s = f_c / \gamma_s$$

$\gamma_s$  : Coefficient de sécurité de l'acier, il a pour valeur :

- $\gamma_s = 1,15$ .....situation durable.
- $\gamma_s = 1,00$ .....situation accidentelle.

$\epsilon_s$ : Allongement relatif de l'acier :

$$\epsilon_s = \Delta L / L$$

#### ❖ Etat limite de service

La contrainte limite de l'acier à la traction :

- Fissuration préjudiciable :  $\sigma_s = \min ((2/3) f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}})$
- Fissuration très préjudiciable :  $\sigma_s = \min (0.5 \times f_c , 90\sqrt{\eta \times f_{tj}})$

Avec :  $\eta$  coefficient de fissuration.

$\eta = 1$  pour rondes lisses.

$\eta = 1.6$  pour acier HA avec  $\phi_t \leq 6mm$ .

## **Chapitre II :**

### **Pré dimensionnement et Descente des Charges**

## Chapitre II :

### Pré dimensionnement et Descente des Charges

#### II.1.Introduction

Le pré-dimensionnement des éléments résistants de la structure (planchers, poutres, poteaux, voiles et autres) est une étape préliminaire, son objectif est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis, il est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91 et le CBA 93, Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur du plancher terrasse jusqu'aux fondations.

#### II.2. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux. Il existe deux types de poutres, principales et secondaires (Chaînages).

a) D'après les règles BAEL 91 on a :

La hauteur  $h$  de la poutre doit être :  $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

La largeur  $b$  de la poutre doit être :  $0,4h \leq b \leq 0,8h$

Avec :

$L$  : portée de la poutre

$h$  : hauteur de la poutre

$b$  : largeur de la poutre

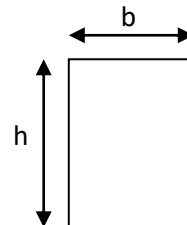


Figure .6. Section d'une poutre

b) Vérification des conditions imposées par le RPA99 version 2003 :

- $b \geq 20$  cm
- $h \geq 30$  cm
- $h/b \leq 4$

### II.2.1. Poutre principale

Elles supportent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

La hauteur des poutres doit vérifier les conditions suivantes :

$$L_{\max} = 558 \text{ cm}$$

$$\frac{558}{15} \leq h \leq \frac{558}{10} \Rightarrow 37.2 \text{ cm} \leq h \leq 55.8 \text{ cm}$$

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

La largeur  $b$  est obtenue par la relation suivante :

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 18 \text{ cm} \leq b \leq 36 \text{ cm}$$

Pour la largeur  $b$  on prend  $b = 30 \text{ cm}$

#### Vérification des conditions imposées par le RPA99 version 2003

- $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$  .....condition vérifiée.
- $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$  .....condition vérifiée.
- $h/b \leq 4 \Rightarrow 1,5 \leq 4$  .....condition vérifiée.

Donc : la section de la poutre principale est de dimensions  $(30 \times 45) \text{ cm}^2$ .

### II.2.2. Poutre secondaire

$$L_{\max} = 532 \text{ cm}$$

$$\frac{532}{15} \leq h \leq \frac{532}{10} \Rightarrow 35.46 \text{ cm} \leq h \leq 53.2 \text{ cm}$$

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

La largeur  $b$  est obtenue par la relation suivante :

$$0.4h \leq b \leq 0.8h \Rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 32 \text{ cm}$$

Pour la largeur  $b$  on prend  $b = 30 \text{ cm}$

#### ➤ Vérification des conditions imposées par le RPA99 version 2003

$b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$  .....condition vérifiée.

$h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$   
 $h/b \leq 4 \Rightarrow 1,33 \leq 4 \dots\dots \text{condition vérifiée.}$

Donc : la section de la poutre secondaire est de dimensions  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$ .

### II.3. Pré dimensionnement des planchers

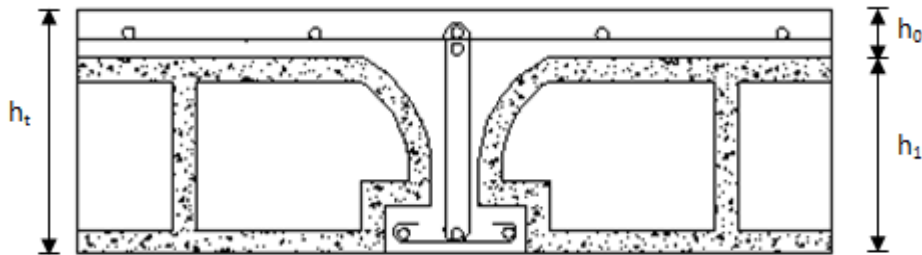
Les plancher sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux dimensions en plans.

Dans cet étude nous rencontrons deux type de planchers :

- Plancher à corps creux
- Plancher à dalle pleine

#### II.3.1. Plancher à corps creux

Le plancher à corps creux se compose d'une dalle de compression et du corps creux.



**Figure.7.** Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

**Avec :**

$h_t$  : épaisseur total du plancher ;

$h_0$  : épaisseur de la dalle de compression ;

$h_1$  : épaisseur des corps creux ;

L'épaisseur de ce plancher est déterminée par la condition de la flèche suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20} \text{ [BAEL 91 / 7.6.8, 424]}$$

Avec :

L : la plus grande portée entre nus d'appuis dans la direction de la disposition des solives.

On a :  $L = \min(L_{x\max}; L_{y\max}) = \min(558; 532) = 532 \text{ cm}$

$$L = 532 - 30 = 502$$

$$20.08 \leq h_t \leq 25.1$$

On prend :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 20 \text{ cm} \\ h_1 = 16 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \end{array} \right. \quad h_t = (16+4) = 20 \text{ cm}$$

### II.3.2. Plancher à dalle pleine

Le dimensionnement d'un plancher à dalle pleine revient à déterminer son épaisseur(e) qui dépend du nombre d'appuis sur lesquelles repose la dalle.

Puisqu'il n'y a pas des panneaux continus de plancher en dalle plein l'étude de cette dernière était bornée que sur les bêtlements secondaires.

-Dalle pleine(Balcon).

$$L_x=5.58 \text{ m} ; \quad L_y=5.32\text{m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{558}{532} = 1,04 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle est considérée comme portant dans deux directions}$$

$$\frac{l_x}{50} \leq ep \leq \frac{l_x}{30} \Rightarrow \frac{558}{50} \leq ep \leq \frac{558}{30} \quad 11,16\text{cm} \leq ep \leq 18,6\text{cm}$$

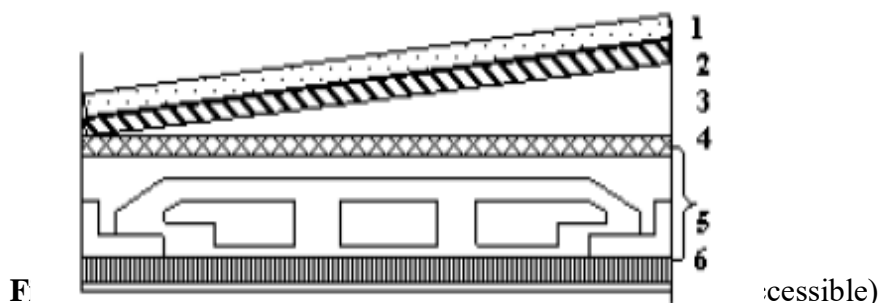
On prend  $ep = 16\text{cm}$

## II.4. Descente des charges

### II.4.1. Introduction

La descente des charges et le principe de distribution et de transfert des charges dans une structure, son calcul consiste à répertorier et à reprendre l'ensemble des charges à tous les niveaux de l'ouvrage pour les reporter au niveau du sol d'assise, elles peuvent être réparties uniformément ou non sur un élément de construction ou concentrées, en prenant compte les charges permanentes, les charges d'exploitations et d'entretien, les charges climatiques et les charges accidentelles, son objectif est de connaître la répartition et les cheminements des dites charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure.

## II.4.2. Plancher terrasse inaccessible



Descentes des charges terrasse inaccessible :

Tableau .2 : Charges du plancher terrasse inaccessible.

Matériaux	P (Kn/m <sup>3</sup> )	Ep (m)	G (kn/m <sup>2</sup> )
1- Protection gravillon	20	0.04	0,8
2- Etanchéité multicouche (36s)	6	0.02	0,12
3- Forme de pente 1,1%	22	0.1	2,2
4- Isolation thermique en liège	4	0.04	0,16
5- Dalle en corps creux (16+4)	16+4	/	2,85
6- Enduit en plâtre	10	0.01	0,10

- Charges permanentes  $G_T=6.23 \text{ KN/ m}^2$
- Charges d'exploitations  $Q_T=1 \text{ KN/ m}^2$

## II.4.3. Plancher étage courant

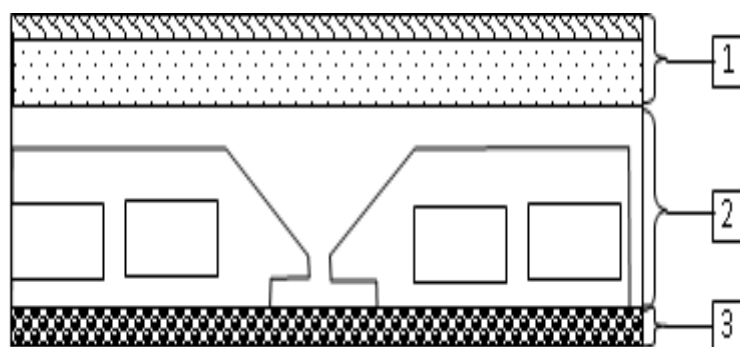


Figure .9. Section transversale d'un plancher à corps creux d'étage courant

**Descentes des charges étage courant :**

**Tableau .3 :** Charges du plancher étage courant.

Numéro	Désignation	Epaisseur(m)	Masse volumique (KN/m <sup>3</sup> )	Poids KN/m <sup>2</sup>
01	Carrelage	0.02	27	0.54
	Lit de sable fin	0.02	18	0.36
	Mortier de pose	0.02	20	0.4
03	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
	Cloisons légères	0.1	-	1.1
02	Plancher à corps creux	(0.16+0.04)	-	2.85

- Charges permanentes  $G_{ec}=5.45 \text{ KN/ m}^2$
- Charges d'explications  $Q_{ec}=1.5 \text{ KN/ m}^2$

**II.4.5. Maçonnerie**

a) Mur extérieur :

b) Charges permanentes du mur extérieur

**Tableau .4 :** Charges du mur extérieur

Matériaux	Epaisseur (cm)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/m <sup>3</sup> )
1- Enduit en plâtre	0.2	12	0.24
2- Briques creuses	0.10	9	0.90
3- lame d'air	0.05	/	0.00
4- Brique creuse	0.15	9	1.35
5- Enduit en ciment	0.02	20	0.40
<b>G</b>	2.89KN/m <sup>2</sup>		

a) Mur intérieur

b) Charges permanentes du mur intérieur

**Tableau .5 : Charges du mur intérieur.**

Matériaux	Epaisseur (cm)	$\rho$ (KN/m <sup>3</sup> )	G (KN/ m <sup>3</sup> )
1- Enduit en plâtre	2	12	0.24
2- Brique creuse	10	9	0.90
3- Enduit intérieur	2	12	0.24
<b>G</b>	1,38 KN/m <sup>2</sup>		

**Tableau .6: Tableau récapitulatif des charges.**

Charges Etages	Destination	G KN/m <sup>2</sup>	Q KN/m <sup>2</sup>	ELU $q_u=1.35G+1.5Q$ [KN/m <sup>2</sup> ]	ELS $q_s=G+Q$ [KN/m <sup>2</sup> ]
Plancher Terrasse	Inaccessible	6,23	1,00	9,91	723
1 <sup>er</sup> - 7 <sup>eme</sup> Etage	Habitation	5.45	1.50	9.61	6.95
Mur extérieur		2.89		3.9	2.89
Mur intérieur		1.38		1.86	1.38

## II.5.Dimensionnement des poteaux les plus sollicités

Les poteaux sont des éléments en béton armé dont la forme est généralement carrée, rectangulaire ou circulaire.

### II.5.1.Méthode de calcul

Les pré-dimensionnement des poteaux doit respecter :

- Les critères de résistance
- Les conditions du RPA99 version
- Condition de flambement

- **Critères de résistance :**

Selon l'article B 8.4.1 du BAEL 91 :

$$N_u = \alpha \left[ \frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{A \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

**Avec :**

$N_u$ : Effort normal apporté par les différents niveaux.

$B_r$ : Section reduite du beton.

$B_r = (a - 2) \cdot (b - 2)$  Poteau rectangulaire.

$\gamma_b$ : Coefficient de sécurité du béton.

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité de l'acier.

$f_e$ : Nuance de l'acier (limite élastique).

$A$ : Section des armatures longitudinale.

$\alpha$ : Coefficient qui dépend de l'élanement  $\lambda$ .

➤ **Application:**

$$\lambda \leq 50: \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{\beta}$$

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2$$

On prend  $\lambda = 35$  pour que toutes les armatures participant à la résistance.

$$\beta = 1 + 0.2 \left(\frac{35}{35}\right)^2 = 1.2$$

$$\text{Donc: } \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{35}{35}\right)^2} = 0,71$$

**On a:**

$$\beta_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\left[ \frac{\sigma_b}{0.9} + 0.85 \left(\frac{A}{\beta_r}\right) \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right]}$$

On prend : Zone IIa =>  $A_{min} = 0,8 \% B_r \Rightarrow A / B_r = 0,008$ . RPA99 version 2003 (art .7.4.2.).

$\sigma_s$  : Contrainte d'acier :  $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

$\sigma_b$  : Résistance de calcul du béton :  $\sigma_b = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14,16 \text{ MPa}$

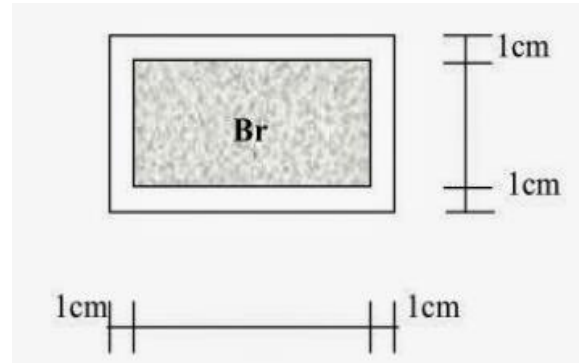
En introduisant les valeurs dans l'inégalité

$$\beta_r \geq \frac{1.2.N_u.10}{\left[\frac{14,16}{0.9} + 0.85\left(\frac{0,8}{100}\right).348\right]} = 0,6629931933. \text{ Nu}$$

Donc,  $Br \geq 0,6629931933. \text{ Nu}$  (cm<sup>2</sup>).

On peut avoir « a » et « b » sachant que :

$$Br = (a - 2) \times (b - 2) \text{ en [cm}^2\text{]} ;$$



**Figure .10.** Section réduite du béton

**Remarque :**

Comme le nombre d'étage de ce bâtiment est supérieur à 5, l'évaluation des charges d'exploitation sera effectuée à l'aide de la loi de dégression.

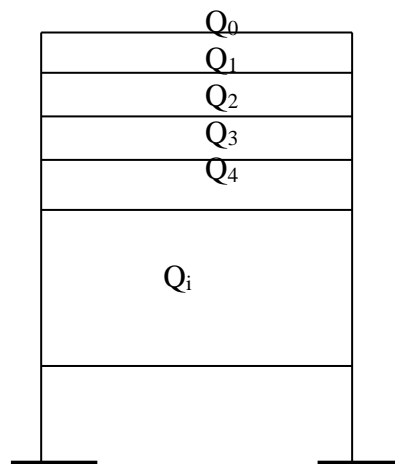
**II.5.2. Loi de dégression**

**II.5.2.1. Application de la loi de dégression**

Soit  $Q_0$  la surcharge appliquée sur la terrasse.

Soit  $Q_i$  la surcharge appliquée a l'étage numéro (i)

Les étages seront numérotés de haut en bas.



**Figure .11.** Schéma des niveaux.

**Remarque :**

$$\text{Si } (i \geq 7) : Q_0 + \frac{3+i}{2i} Q_i$$

**Tableau .7 : Dégression verticale des charges.**

i =	Niveau	Formule de calcul	Charge d'exploitation Q
0	Sous Terrasse	$Q_0$	1,00
1	Sous 7°Etage	$Q_0 + Q$	2,50
2	Sous 6°Etage	$Q_0 + 0.95 \times 2 \times Q$	3,85
3	Sous 5°Etage	$Q_0 + 0.90 \times 3 \times Q$	5,05
4	Sous 4°Etage	$Q_0 + 0.85 \times 4 \times Q$	6,10
5	Sous 3°Etage	$Q_0 + 0.80 \times 5 \times Q$	7,00
6	Sous 2°Etage	$Q_0 + 0.75 \times 6 \times Q$	7,75
7	Sous 1°Etage	$Q_0 + 0.71 \times 7 \times Q$	8,50

**II.5.2.2. Distribution des charges**

Niveau des Planchers	Les charges et les surcharges non cumulée		Les charges et les surcharges cumulée	
	G (dan/m <sup>2</sup> )	Q (dan/m <sup>2</sup> )	G (dan/m <sup>2</sup> )	Q (dan/m <sup>2</sup> )
<b>Terrasse</b>	623	100	623	100
<b>Haut 6<sup>ème</sup> étage</b>	545	150	1168	250
<b>Haut 5<sup>ème</sup> étage</b>	545	150	1713	385
<b>Haut 4<sup>ème</sup> étage</b>	545	150	2258	505
<b>Haut 3<sup>ème</sup> étage</b>	545	150	2803	610
<b>Haut 2<sup>ème</sup> étage</b>	545	150	3348	700
<b>Haut 1<sup>ème</sup> étage</b>	545	150	3893	775
<b>Haut RDC</b>	545	150	4438	835

**a. Les conditions de la RPA99v 2003:**

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions imposées par la RPA99 (art.7.4.1) :

- $\text{Min}(a, b) \geq 25\text{cm}$

- $\text{Min}(a, b) \geq h_e/20$
- $0.25 < a/b < 4$

**Critère de flambement :**

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35 \text{ (article B-8-4-1) BAEL 91.}$$

**Avec :**

$\lambda$  : l'élanement mécanique d'une pièce comprimée.

$l_f$  : Longueur de flambement d'où  $l_f = 0.7l_0$ .

$l_0$  : Hauteur libre de poteau.

$i$  : rayon de giration de la section droite du béton seul.  $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$$\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{b}, l_f = 0.7 \times l_0.$$

$$I: \text{moment d'inertie } I = \frac{a.b^3}{12}$$

**Remarque**

Le pré dimensionnement des poteaux de la structure consiste à étudier le poteau le plus défavorable.

La section obtenue sera généralisée par les autres poteaux de même niveau.

## II.5.3. Calcul de la section du poteau

### II.5.3.1. Détermination de la surface afférente

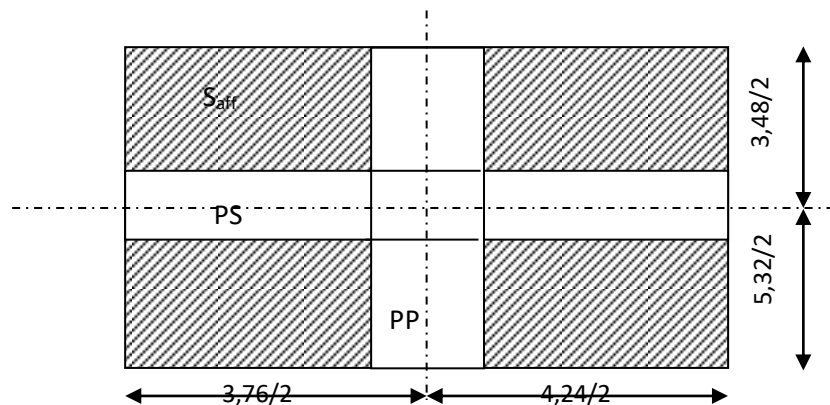
On utilise le poteau le plus sollicité.

PP : poutre principale.

PS : poutre secondaire.

Saff : section afférente.

## Calcul de la section du poteau



**Figure .12.** Surface afférente du poteau le plus sollicité.

La longueur afférente de la poutre principale :  $L_{\text{aff-PS}} = 4,00 \text{ m}$ .

La longueur afférente de la poutre secondaire :  $L_{\text{aff-PP}} = 4,40 \text{ m}$ .

La section afférente de plancher :  $S_{\text{aff}} = 17,60 \text{ m}^2$

### II.5.3.2. Calcul de la section du poteau du 7<sup>ème</sup> étage

Effort normal ultime  $P_u$  :

$$7^{\text{ème}} \text{ étage} \rightarrow \begin{cases} G = 5,76 \text{ KN/m}^2 \\ P = 1,00 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \rightarrow N_{1(\text{Plancher})} = 1,35 G + 1,5 P$$

$$N_{1(\text{Plancher})} = (1,35G + 1,5Q) \times S_{\text{aff}} = [(1,35 \times 5,76) + (1,5 \times 1,00)] \times 17,60 = 163,26 \text{ KN}.$$

$$N_{2(pp)} = 1,35 \times 25 \times h \times b \times L_{\text{aff-pp}} = 1,35 \times 25 \times 0,45 \times 0,30 \times 4,40 = 20,05 \text{ KN}.$$

$$N_{2(ps)} = 1,35 \times 25 \times h \times b \times L_{\text{aff-ps}} = 1,35 \times 25 \times 0,40 \times 0,30 \times 4,00 = 16,2 \text{ KN}.$$

Donc :

$$P_u = N_{1(\text{Plancher})} + N_{1(pp)} + N_{2(ps)} = 199,51 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 \times P_u$$

$$N_u = 229,4365 \text{ KN}$$

## 1. Vérification suivant R.P.99

### Calcul de la section du poteau : (4<sup>ème</sup> étage)

Effort normal ultime  $P_u$  :

$$\bullet P_u = N_1(\text{plancher}) \cdot S_{\text{aff}(\text{Plancher})} + N_2(P.P) \cdot L_{\text{aff}(P.P)} + N_3(P.S) \times L_{\text{aff}(P.S)} + N_{\text{poteau}}(4^{\text{EME}} \text{ etage}) \times L_P$$

$$4^{\text{ème}} \text{ étage} \rightarrow \begin{cases} G = 20,7 \text{ KN/m}^2 \\ P = 5,05 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \rightarrow N_{1(\text{Plancher})} = 1.35 G + 1.5 P$$

$$\Rightarrow N_{1(\text{Plancher})} = 35,52 \text{ KN/m}^2$$

- $N_{2(P.P)} = 1,35 (25 \times 0,45 \times 0,30) 4 = 18,225 \text{ KN/m.l}$
- $N_{3(P.S)} = 1,35(25 \cdot 0,30 \cdot 0,40)4 = 16,2 \text{ KN/m.l}$
- $N_{\text{POTEAU}} = 1,35(25 \cdot 0,40 \cdot 0,40)2,86 = 15,44 \text{ KN/m.l}$

Donc :

$$P_u = 35,52 \times 17,60 + 18,225 \times 4,40 + 16,2 \times 4,00 + 15,44$$

$$P_u = 785,582 \text{ KN}$$

$$N_u = 1,15 P_u = 1,15 \times 785,582 = 903,4193 \text{ KN}$$

On sait bien que :  $B_r \geq 0,66299 \cdot N_u \Rightarrow B_r \geq 598,958 \text{ cm}^2$ .

Donc on prend :  $B = (40 \times 40)$

## 2. Vérification suivant R.P.99

$$\begin{cases} \min(h_1, b_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(h_1, b_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \min(40, 40) \geq 25 \text{ cm} \\ \min(40, 40) \geq \frac{286}{20} = 14.3 \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{40}{40} = 1 \leq 4 \end{cases}$$

Tableau de la charge de poteaux

H	ETAGE	G [KN ]	Q [KN ]	N <sub>upp</sub> [KN]	N <sub>ups</sub> [KN]	N <sub>upot</sub> [KN]	N <sub>planc</sub> [KN]	N <sub>u</sub> [KN]	N <sub>s</sub> [KN]	Br [cm <sup>2</sup> ]	a	choix	verification RPA	Verif flambe ment
3,06	haut 7 emeetag e	5,76	1	25,42 4	21,546	0,000	275,364	322,33 4	235,46 7	213,704	16,61 9	35	20,73 1	21,201
3,06	haut 6 emeetag e	10,7 4	2,5	50,84 8	43,092	10,791	541,733	646,46 3	470,61 5	428,598	22,70 3	35	29,35 9	21,201
3,06	haut 5 emeetag e	15,7 2	3,85	76,27 2	64,638	21,581	801,422	963,91 3	701,31 1	639,065	27,28 0	40	35,85 0	18,551
3,06	haut 4 emeetag e	20,7	5,05	101,6 96	86,184	35,675	1054,43 3	1277,9 87	930,00 0	847,293	31,10 8	40	41,27 9	18,551
3,06	haut 3 emeetag e	25,6 8	6,1	127,1 19	107,73 0	49,769	1300,76 4	1585,3 82	1154,2 37	1051,09 3	34,42 1	45	45,97 7	16,490
3,06	haut 2 emeetag e	30,6 6	7	152,5 43	129,27 6	67,607	1540,41 5	1889,8 42	1376,7 94	1252,94 6	37,39 7	45	50,19 8	16,490
3,06	haut 1 emeetag e	35,6 4	7,75	177,9 67	150,82 2	85,445	1773,38 8	2187,6 22	1594,8 98	1450,37 2	40,08 4	45	54,00 8	14,841
4,08	haut RDC	40,6 2	8,5	203,3 91	172,36 8	107,46 7	2006,36 1	2489,5 86	1816,1 02	1650,57 1	42,62 7	50	57,61 5	19,788

Niveau	(a,b)cm <sup>2</sup>	l <sub>0</sub> (m)	b(m)	l <sub>f</sub> = 0,7l <sub>0</sub> (m)	λ	λ ≤ 35
RDC	(50,50)	4,08	0,50	2,856	19,76	C.V
Etage 1,2,3	(45,45)	3,06	0,45	2,142	16,47	C.V
Etage 4,5	(40,40)	3,06	0,40	2,142	18,53	C.V
Etage 6,7	(35,35)	3,06	0,35	2,142	21,20	C.V

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35$$

$$i = b / \sqrt{12} \Rightarrow \lambda = 3.46 \times \frac{L_f}{b}, L_f = 0.7 \times L_0.$$

## II.6. Les voiles

Les voiles servent à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales: charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- Les actions horizontales: effet de séisme et du vent.

Les voiles sont des murs en béton armé en ce référant à l'article 7.7.1 de RPA99 (1) :

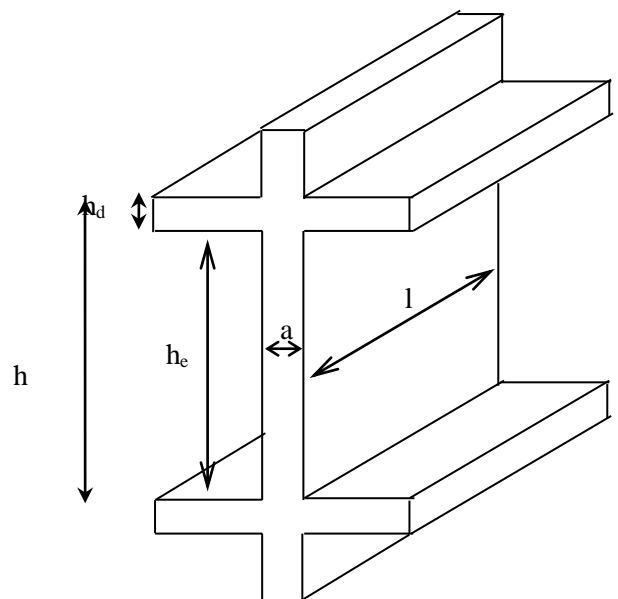
$e_{\min} = 15\text{cm}$ .

**Avec :**

$L$  : porté du voile.

$a$  : épaisseur du voile.

$h$  : hauteur d'étage.



**Figure .13.** Voile en élévation.

➤ D'après l'article 7.7.1 ; RPA99 version2003, L'épaisseur du voile doit satisfaire les trois (03) conditions:

- $l \geq 4 \times a \Rightarrow a \leq \frac{l}{4}$

**Avec**  $l$  : Largeur du voile correspondant à la portée maximale.

- $a_{\min} \geq 15\text{ cm}$  Avec  $a_{\min}$  : épaisseur minimal du voile
- Condition de rigidité aux extrémités

## II.6.1. Voiles de contreventement

Pour notre structure :

$$h = 306 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_e = 306 - 40 = 266 \text{ cm}$$

$$h_d = 20 \text{ cm}$$

**Avec :**

$h_e$  : Hauteur libre d'étage.

$h$  : Hauteur d'étage

$h_d$  : Hauteur de la dalle.

- $a \leq \frac{l}{4} = \frac{558}{4} = 13,95 \text{ cm}$

- $a \geq \frac{h_e}{20} = \frac{266}{20} = 13,3 \text{ cm}$

On prend :  $a = 20 \text{ cm}$

### 1. RDC :

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{408}{20} = 20,4 \text{ cm.}$$
$$\Rightarrow a = 20 \text{ cm.}$$

### 2. Etage courant :

$$a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow a \geq \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm.}$$

$$a = 20 \text{ cm}$$



**CHAPITRE III:**  
**ETUDE DES PLANCHERS**

# CHAPITRE III:

## ETUDE DES PLANCHERS

### III.1. Introduction

Les planchers sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de limiter les différents niveaux du bâtiment, et s'appuient sur des éléments, ils ont un rôle essentiel qui est l'assurances la reprise et la transmission des charges verticales aux éléments porteurs (poutres, murs porteurs...), ils offrent une isolation thermique et acoustique, et protège contre l'incendie entre les différents étages, leurs calculs consistent à évaluer les moments fléchissant et les efforts tranchants sollicitant les poutrelles afin de déterminer le ferrailage nécessaire à adopter.

La structure étudiée distingue deux types de planchers qui sont : Plancher à corps creux et plancher à dalle pleine.

### III.2. Plancher dalle à corps creux

Les planchers à corps creux sont constitués d'une dalle de compression (dalle en béton armé) reposant sur les poutrelles, ils assurent la double fonction qui est :

- Celle de la résistance : Les planchers supportant leur poids propre et les charges d'exploitations, servent à transmettre les charges verticales aux éléments porteurs verticaux et assurant la compatibilité des déplacements horizontaux.
- Celle d'isolation thermique et acoustique : Le calcul d'un plancher se résume au calcul des poutrelles qui sont perpendiculaires aux poutres principales.

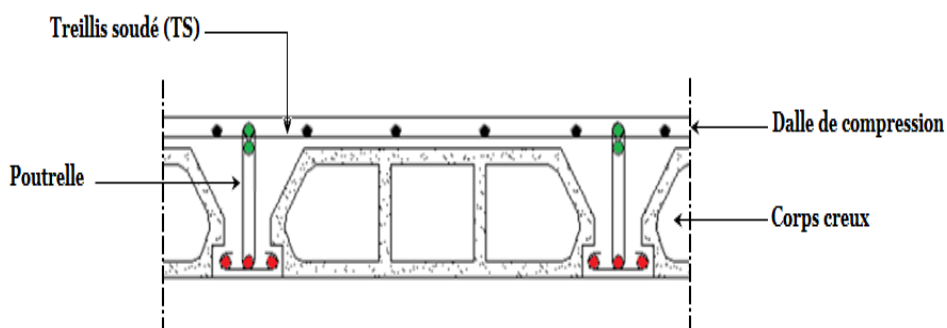


Figure.14. Plancher d'étage a corps creux.

### III.2.1. Les poutrelles

Les poutrelles sont des petites poutres en béton armé formant le squelette d'un plancher, elles se calculent comme des sections en T, leur disposition se fait selon deux critères qui sont :

- Critère de la petite portée.
- Critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis).

### III.2.2. Pré dimensionnement des poutrelles

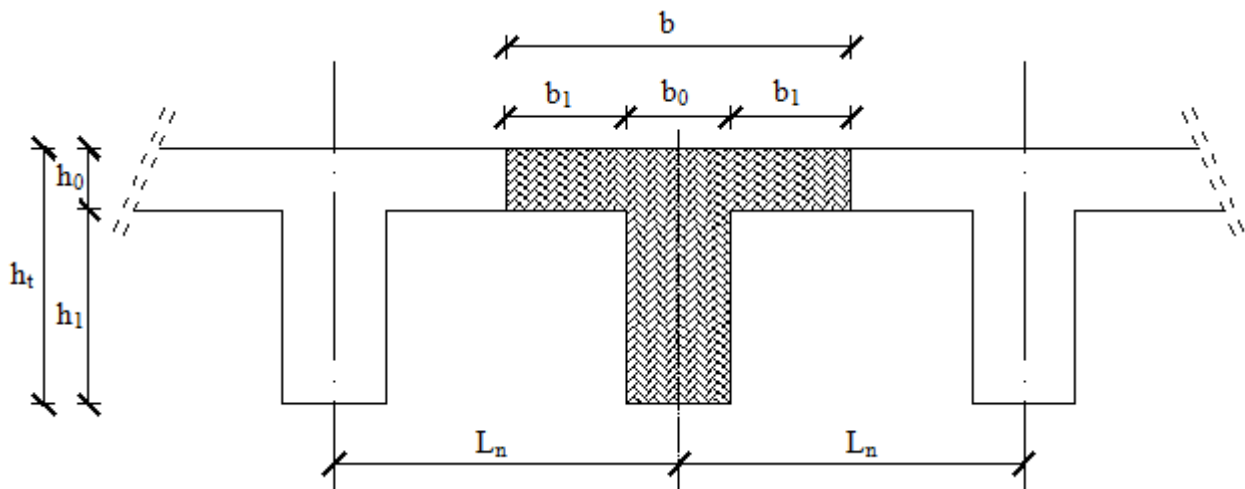


Figure.15. Dimensions des poutrelles.

#### III.2.2.1. Étude et ferrailage de la dalle de compression

Le ferrailage de la dalle de compression se calculera en respectant les conditions de l'article [B 6.8.4.23 du BAEL91].

L'hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4 cm, armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés), dont l'espacement ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures  $A_{\perp}$
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures  $A_{//}$

D'après [A.4.1.3 du BAEL91] on a :

$$b_1 \leq \min \begin{cases} b_1 \leq \frac{L_n - b_0}{2} \rightarrow b_1 \leq \frac{60 - 12}{2} = 24 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L}{10} \rightarrow b_1 \leq \frac{558}{10} = 55,8 \text{ cm} \\ b_1 \leq \left(\frac{6}{8}\right) h_0 \rightarrow b_1 \leq \left(\frac{6}{8}\right) 4 = 28 \text{ cm} \end{cases}$$

**Avec :**

$L_n$  : Distance entre axes des nervures ( $L_n=60\text{cm}$ )

$L$  : Portée entre nus d'appuis ( $L= 558 \text{ cm}$ )

$b_0$  : Epaisseur de la nervure ( $b_0=12\text{cm}$ )

$h_0$  : Hauteur maximale de la dalle de compression ( $h_0= 4\text{cm}$ )

**Donc :**

$$b_1 \leq \min (24 ; 55,8 ; 28) = 24 \text{ cm.}$$

On prend  $b_1 = 24 \text{ cm}$ .

La largeur de la dalle de compression est donc :

$$b = 2b_1 + b_0 = 60 \text{ cm.}$$

- **Ferraillage de la dalle de compression**

Le ferraillage de la dalle de compression doit respecter les règles données par l'article B.6.8,423/ BAEL91. Il doit être exécuté par un quadrillage en treillis soudé dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm  $\rightarrow$  (5 barres/m)  $\rightarrow$  Pour les armatures perpendiculaires aux nervures que l'on note A;

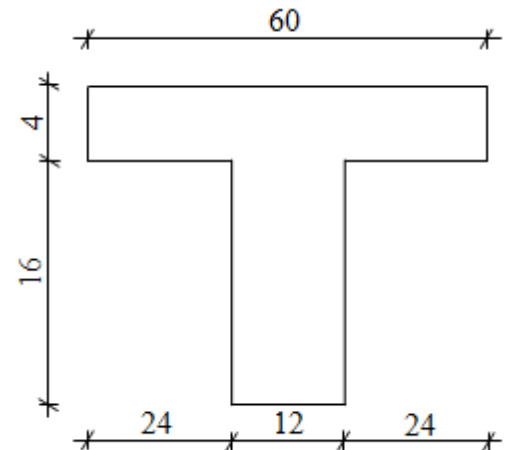
33 cm  $\rightarrow$  (3 barres/m)  $\rightarrow$  Pour les armatures parallèles aux nervures que l'on note A'.

Les sections des armatures doivent satisfaire les conditions suivantes :

Les sections des armatures doivent satisfaire aux conditions suivantes :

$$\triangleright L_n \leq 50 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \end{cases}$$

$$\triangleright 50 \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \rightarrow \begin{cases} A_{\perp} \geq \frac{4L_n}{f_e} \\ A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \end{cases}$$



**Figure.16.** Section de calcul.

➤ **Calcul des armatures perpendiculaires aux nervures ( $A_{\perp}$ )**

Dans notre plancher, on a :

$$L_n = 60 \text{ cm} \xrightarrow{\text{alors}} 50 \text{ cm} \leq L_n = 80 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } A_{\perp} = \frac{4L_n}{f_e} = \frac{4 \times 60}{400} \rightarrow A_{\perp} = 0,60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures**

$$5\Phi 6/\text{ml} \rightarrow A_{\perp} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Phi 6 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

➤ **Calcul des armatures parallèles aux nervures ( $A_{//}$ )**

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,41}{2} \rightarrow A_{//} = 1,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures**

$$5\Phi 6/\text{ml} \rightarrow A_{//} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Phi 6 \rightarrow e = 20 \text{ cm}$$

→ Le treillis soudé adopté est : TSΦ6 (200×200) mm<sup>2</sup>

### III.2.2.2. Etude des poutrelles

➤ **Evaluation des charges**

**1. Combinaisons fondamentales**

✓ ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b$$

✓ ELS :

$$Q_{\text{ser}} = (G + Q) \times b$$

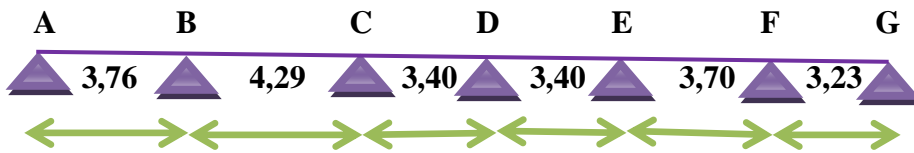
**Tableau .8 :** Évaluation des charges.

Type de plancher	b (m)	G (daN/m <sup>2</sup> )	Q (daN/m <sup>2</sup> )	q <sub>u</sub> (daN/m)	q <sub>ser</sub> (daN/m)
Terrasse	0,6	623,00	100,00	594,63	433,80
1 <sup>er</sup> au 7 <sup>ème</sup> étages	0,6	545,00	150,00	576,45	417,00

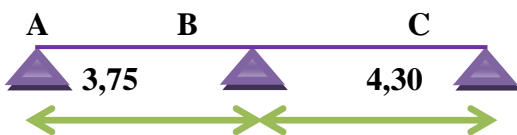
## 2 .Type des poutrelles

On distingue les types de poutrelles suivants :

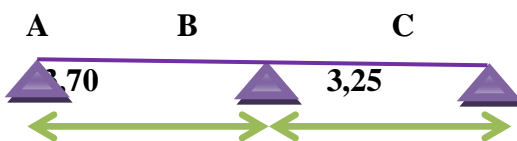
Type 1 :



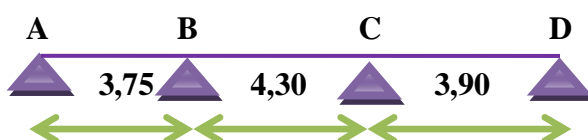
Type 2 :



Type 3 :



Type 4 :



### III.2.3. Vérification des conditions et Méthode de calculs

La méthode de calcul est essentiellement défini en fonction du rapport de la charge d'exploitation aux charges permanentes, d'après le [B.A.E.L 91] la détermination des efforts tranchants et des moments fléchissant dans le cas des poutrelles, il faudra utiliser une ces trois méthodes qui sont les suivantes :

- ❖ Méthode forfaitaire : pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée,
- ❖ Méthode de Caquot minorée : les planchers à charge d'exploitation relativement élevée,
- ❖ La méthode des trois moments.

### III.2.3.1. Méthode forfaitaire

#### a) Condition d'application

- Plancher à surcharge modérée,  $Q \leq \min(2G, 5KN/m^2)$ .
- Les portées successives :  $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$
- Le moment d'inertie est constant dans toutes les travées.
- La fissuration est peu nuisible (non préjudiciable).

#### b) Principe de la méthode

$M_0$  est la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante de même portée que la travée considérée (poutre simplement appuyée) et qui est soumise aux mêmes charges.

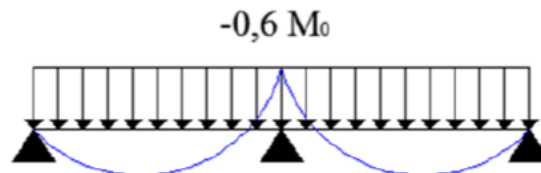
#### c) Les moments

- **Moment au niveau des appuis intermédiaires ( $M_a$ )**

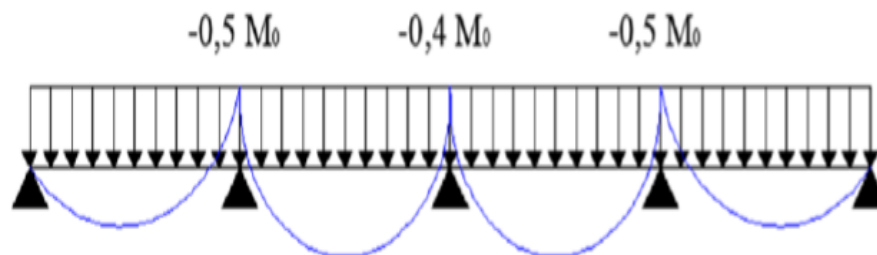
Le moment sur appui donnée et calculer comme suit :

- $M_a = -0,6M_0$  Dans la poutrelle à deux travées.
- $M_a = -0,5M_0$  Pour les appuis voisins de rive dans une poutre à plus de deux travées.
- $M_a = -0,4M_0$  Pour les autres appuis intermédiaires.

Telle que :  $M_0$  est le moment isostatique le max entre deux travées encadrant l'appui considéré.



**Figure .17.** Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées



**Figure.18.** Diagramme des moments des appuis pour une poutre plus que 2 travées.

- **Moment en appuis de rive**

$M_{ar} = 0 \rightarrow$  Pour appuis simples ;

$M_{ar} = -0.2 \rightarrow M_0$  pour un encastrement partiel

$M_{ar} = -0.4 \rightarrow M_0$  pour un encastrement.

- **Moments en travées ( $M_t$ )**

Le moment max dans chaque travée est déterminé par les expressions suivantes :

$$M_{t1} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max [(1 + 0,3\alpha); 1,05] \times M_0$$

$$M_{t2} \geq \frac{(1+0,3\alpha)}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée intermédiaire.}$$

$$M_{t2} \geq \frac{(1,2+0,3\alpha)}{2} M_0 \rightarrow \text{Pour une travée de rive.}$$

Et on prend le max entre  $M_{t1}$  et  $M_{t2}$  avec :

-  $M_g$  moment au niveau d'appuis gauche.

-  $M_d$  moment au niveau d'appui droit.

-  $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ : Degré de surcharge.

**d) Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**

Pour utiliser la méthode forfaitaire, les conditions suivantes doivent être vérifiées :

- ✓ Les charges d'exploitation sont modérées c'est-à-dire :  $Q \leq \max[2G; 500]$  en (daN/m<sup>2</sup>)
- ✓ La fissuration est peu préjudiciable.
- ✓ Les moments d'inerties sont identiques pour toutes les travées.
- ✓ Les portés successifs vérifient :  $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$

**Vérification des conditions**

a)  $Q = 100 \text{ daN/m}^2$  Pour plancher terrasse  $\rightarrow Q = \frac{100 \text{ daN}}{\text{m}^2} < 2G = 1354,8 \text{ daN/m}^2$

$Q = 150 \text{ daN/m}^2$  Pour étage courant  $\rightarrow Q = 150 \frac{\text{daN}}{\text{m}^2} < 2G = 972 \text{ daN/m}^2$

b) La fissuration est peu préjudiciable.

c) Les moments d'inerties sont constants.

d)  $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{430}{340} = 1,26 > 1,25 \rightarrow$  condition non vérifiée

## Conclusion

La méthode forfaitaire n'est pas appliquée car la condition (d) n'est pas vérifiée ; donc tous les types des poutrelles seront étudiés par la méthode de Caquot minoré sauf le 2eme et 3eme et 4 type qui a été vérifié et sera calculé par la méthode forfaitaire

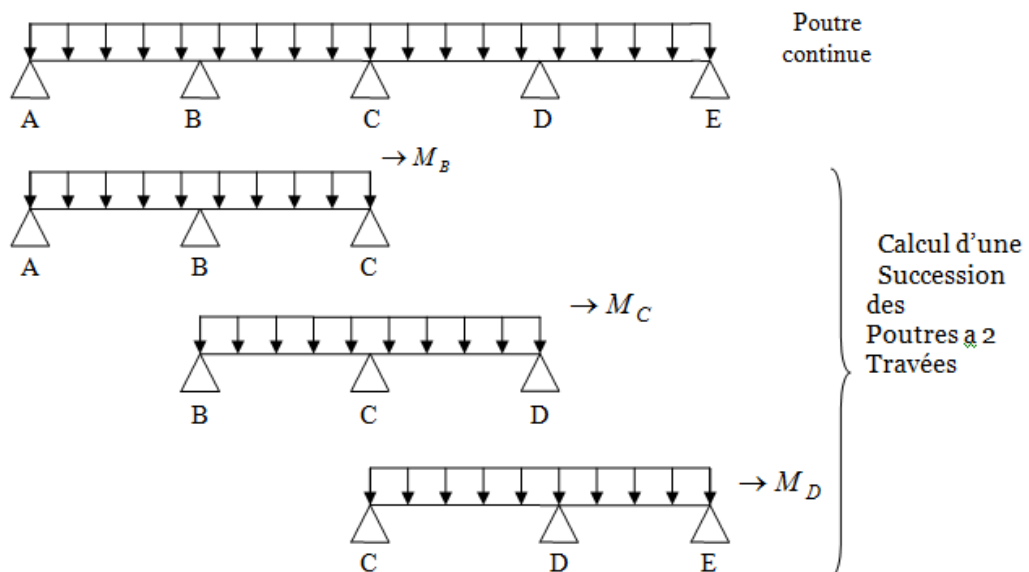
### III.2.3.2. Méthode de Caquot minorée

#### a) Domaine d'application

La méthode de Caquot est appliquée dans le cas où l'une des trois dernières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée, il faudra alors diminuer les moments sur appuis dus aux seules charges permanentes par application aux valeurs trouvées d'un coefficient compris entre 1 et 2/3.

#### b) Principe de la méthode

L'avantage de la méthode de Caquot est de libérer les résolutions du système d'équations linéaires, en outre, cette hypothèse simplifie les calculs et réduit ainsi le problème à l'étude d'une série des poutres à deux travées une fois hyperstatique.



## C) Représentation de la méthode de Caquot

### Méthode de calcul

Les conditions d'applications de la méthode imposées par le BAEL 91/99

Sont les suivantes :

1. la charge d'exploitation modérer :  $P \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$

2. l'inertie est constante (les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans toutes les travées).
3. le rapport entre deux portées successives doit être comprise entre 0,8 et 1,25.
4. la fissuration est peu nuisible.

-La troisième condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de CAQUOT pour les cas (étages courants et terrasse).

### La méthode de Caquot

**Calcul le ferrailage et vérification de la flèche de la poutrelle appartenant à un plancher à corps creux (étage courant) soumise :**

Charge permanente  $G = 545 \text{ daN/m}^2$

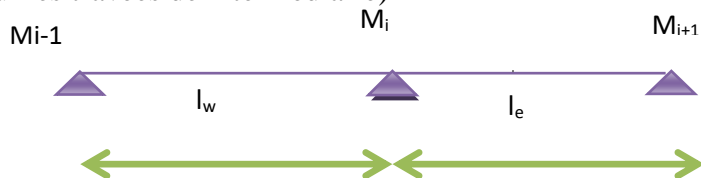
Charge d'exploitation  $Q = 150 \text{ daN/m}^2$

$$M_{ap} = K \left( \frac{G_w \times l'^3_w + G_e \times l'^3_e}{8,5(l'_w + l'_e)} + \frac{P_w l'^3_e + P_e l'^3_w}{8,5(l'_e + l'_w)} \right)$$

Avec  $K = \frac{2}{3} = 0,6666$

$l' = l$  (pour les travées de rives)

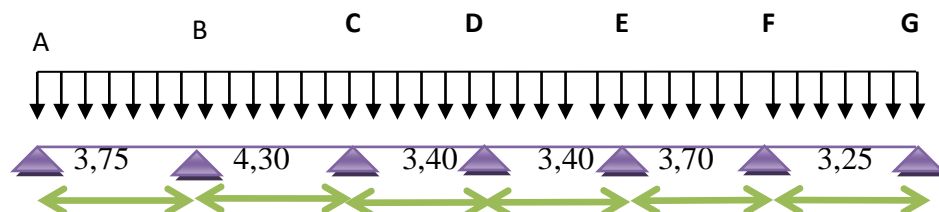
$l' = 0,8l$  (pour les travées de intermédiaire)



$$M_t = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 + \frac{(M_i - M_{i-1})}{l}x$$

$$x = \frac{l}{2} + \left( \frac{M_i - M_{i-1}}{ql} \right)$$

**a. Type 1 :**



**Combinaison d'action :**

$$G = 5.45 \text{ KN/m}^2$$

$$P = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,60$$

$$q_u = 5,76 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = (G + Q)$$

$$q_s = 6,9576 \text{ KN/ml}$$

**Moment fléchissant :**

I) En Appuis :

Longueur Réduite :

$$l'_i = 0,8 \times l_i$$

Travée 1	Travée 2	Travée 3	Travée 4	Travée 5	Travée 6
$L'_1$	$L'_2$	$L'_3$	$L'_4$	$L'_5$	$L'_6$
3,00	3,44	2,72	2,72	2,96	2,60

**a) Etat Limite Ultime de Résistance ELU**

$$M_i = -\frac{q' (l_w^3 + l_e^3)}{8,5(l_w + l_e)}$$

$M_A$	$M_B$	$M_C$	$M_D$	$M_E$	$M_F$	$M_G$
-454,553	-530,999	-498,756	-373,663	-409,542	-395,239	-341,420

**a) Etat Limite de Service ELS**

$$M_i = -\frac{q' (l_w^3 + l_e^3)}{8,5(l_w + l_e)}$$

$M_A$	$M_B$	$M_C$	$M_D$	$M_E$	$M_F$	$M_G$
-326,118	-380,963	-357,831	-268,083	-293,825	-283,563	-244,951

## II) En Travée

### 1) Calcul d'abscisse de $M_T$ Maximum $X_0$

#### a) Etat Limite Ultime de Résistance ELU

$$X_0 = \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i \times q_u} + \frac{l_i}{2}$$

Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D	Travée D-E	Travée E-F	Travée F-G
$X_0$	$X_0$	$X_0$	$X_0$	$X_0$	$X_0$
1,84	2,16	1,76	1,68	1,86	1,65

#### c) Etat Limite de Service ELS :

$$X_0 = \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i \times q_u} + \frac{l_i}{2}$$

Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D	Travée D-E	Travée E-F	Travée F-G
$X_0$	$X_0$	$X_0$	$X_0$	$X_0$	$X_0$
<b>1,84</b>	<b>2,16</b>	<b>1,76</b>	<b>1,68</b>	<b>1,86</b>	<b>1,65</b>

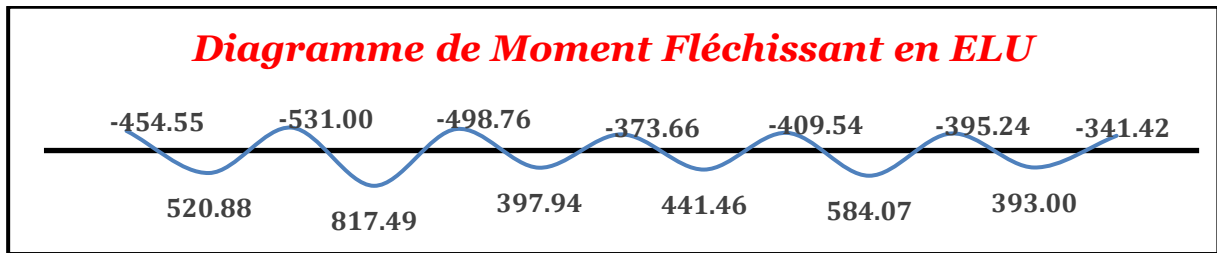
### 2) Calcul du Moment fléchissant en travée :

$$M(X) = \left( \frac{q \times l_i}{2} X - q \times \frac{X^2}{2} \right) + \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i} X - |M_{i-1}|$$

#### a) Etat Limite Ultime de Résistance ELU :

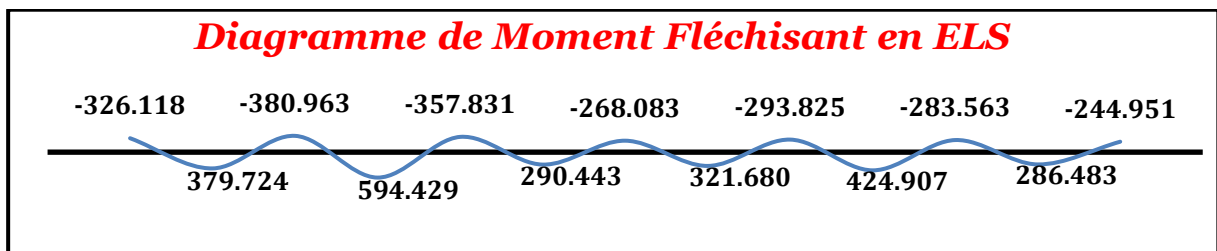
Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D	Travée D-E	Travée E-F	Travée F-G
$M_B$	$M_C$	$M_D$	$M_E$	$M_F$	$M_G$
520,876	817,492	397,935	441,464	584,073	393,003

- Diagramme des moments fléchissant



**b) Etat Limite de Service ELS**

Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D	Travée D-E	Travée E-F	Travée F-G
$M_{AB}$	$M_{BC}$	$M_{CD}$	$M_{DE}$	$M_{EF}$	$M_{FG}$
379,724	594,429	290,443	321,680	424,907	286,483



**Effort tranchant :**

a) Etat Limite Ultime de Résistance ELU :

$$T(X) = \left( \frac{q_u \times l_i}{2} - q_u \times X \right) + \frac{|M_{i-1}| - |M_i|}{l_i}$$

	Travée A-B	Travée B-C	Travée C-D	Travée D-E	Travée E-F	Travée F-G
La Longueur $x =$	0	0	0	0	0	0
L'effort tranchant à l'appui gauche $T_g =$	1060,458	1246,866	1016,757	969,412	1070,298	953,291
La Longueur $x =$	3,75	4,3	3,4	3,4	3,7	3,25
L'effort tranchant à l'appui gauche $T_d =$	-1101,229	-1231,869	-943,173	-990,518	-1062,567	-920,172

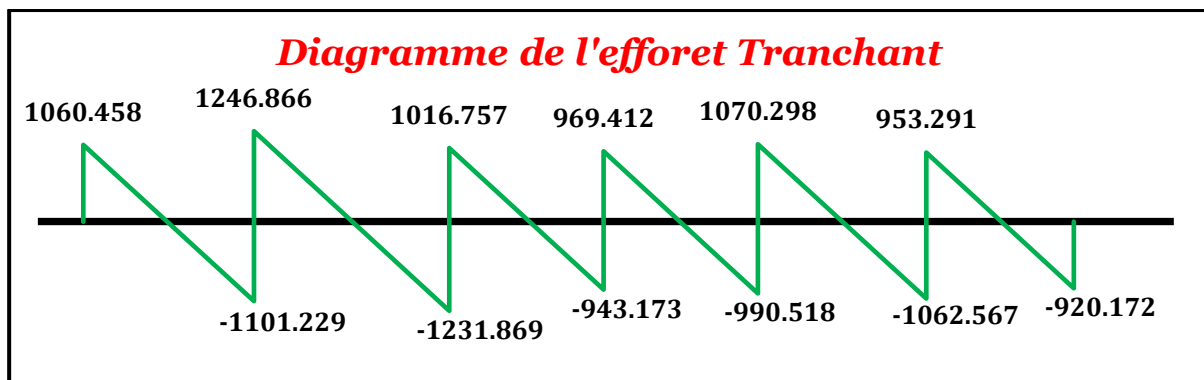


Tableau des Moments fléchissant en Appuis et en Travée et des Efforts tranchants								
Travées	Points	Moment en Appuis [daN.ml]		Abscisse de $M_T$ Maximum $X_0$ [ml]		Moment en Travée [daN.ml]		Effort Tranchant [daN]
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	
A-B	A	-454,553	-326,118	1,84	1,84	520,876	379,724	1060,46
	B	-530,999	-380,963					-1101,23
B-C	C	-498,756	-357,831	2,16	2,16	817,492	594,429	1246,87
	D	-373,663	-268,083					-1231,87
C-D	D	-373,663	-268,083	1,76	1,76	397,935	290,443	1016,76
	E	-409,542	-293,825					-943,17
D-E	E	-409,542	-293,825	1,68	1,68	441,464	321,680	969,41
	F	-395,239	-283,563					-990,52
E-F	F	-395,239	-283,563	1,86	1,86	584,073	424,907	1070,30
	G	-341,420	-244,951					-1062,57
F-G	G	-341,420	-244,951	1,65	1,65	393,003	286,483	953,29
								-920,17

<b>ELU :</b>	<b>ELS :</b>
$M_{\text{appuis max}} = - 530,999 \text{ daN.m}$	$M_{\text{appuis max}} = - 380,963 \text{ daN.m}$
$M_{\text{travée max}} = 817,4917 \text{ daN.m}$	$M_{\text{travée max}} = 594.4289 \text{ daN.m}$
$T_{\text{MAX}} = 1246.87 \text{ dan}$	

❖ Etude du (2 ; 3 ; 4)<sup>ème</sup> type calculé par la méthode forfaitaire étage courant

## I. Application de la méthode forfaitaire

### Plancher terrasse (accessible)

$$G = 623 \text{ daN/ml}$$

$$Q = 100 \text{ daN/m}^2 \text{ (terrasse accessible aux publics)}$$

$$\text{ELU } Q_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$Q_u = 991 \text{ daN/ml}$$

$$\text{ELS } Q_s = G + Q = 723 \text{ daN/ml}$$

### Plancher étage courant

$$\text{ELU : } Q_u = 1,35 G + 1,5Q = (1,35 \times 545 + 1,5 \times 150)$$

Pour une bande de 1 m de largeur :

$$Q_u = 961 \text{ daN/ml}$$

$$\text{ELS: } Q_s = G + Q = (545 + 150)$$

$$Q_s = 695 \text{ daN/ml}$$

Calcul des moments fléchissant :

### Panneau dalle portant sur deux directions (les panneaux 1, 2, 3,4, 5,6...10) :

Nous prendrons comme exemple de calcul, le panneau de dalle (1)

$$L_x = 5,58 \text{ m} ; L_y = 5,32 \text{ m}$$

$$\text{➤ } \alpha = \frac{L_x}{L_y} = 0.95 > 0.4 \text{ Donc panneau 1 porte dans deux directions}$$

➤ Charge uniformément répartie.

Pour le plancher terrasse accessible :

$$M_x = \mu_x * Q_u * l_x^2 \quad ; \quad M_y = \mu_y M_x$$

$$\text{ELU : } \mu_x = 0.0410 ; \mu_y = 0.8875$$

$$\text{ELS : } \mu_x = 0.0483 ; \mu_y = 0.9236$$

ELU :

$$M_x = \mu_x * q_u * l_x^2$$

$$M_x = 1265 \text{ daN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_y = 1123 \text{ daN.m}$$

Suivant le sens x

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.75 M_x$$

$$M_{tx} = 949 \text{ daN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_{ax} = 0.5 M_x$$

$$M_{ax} = 633 \text{ daN.m}$$

Suivant le sens y

- **Moment en travée :**

$$M_{ty} = 0.85 M_y$$

$$M_{ty} = 955 \text{ daN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_{ay} = -0.5 M_y$$

$$M_{ay} = 562 \text{ daN.m}$$

$$M_{ay} = -0.3 M_y$$

$$M_{ay} = -337 \text{ daN.m}$$

- **Moments en appuis intermédiaire :**

$$\text{Gauche : } M_{agx} = -0.5 M_x = -633 \text{ daN.m}$$

$$\text{Droite : } M_{adx} = -0.5 M_x = -633 \text{ daN.m}$$

- **Moments en appuis de rive :**

$$M_{arx} = 0.5 M_x = -633 \text{ daN.m}$$

$$M_{ary} = 0.5 M_y = 562 \text{ daN.m}$$

*ELS :*

$$M_x = \mu_x * q_s * l_x^2$$

$$M_x = 1087 \text{ daN.m}$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

$$M_y = 1004 \text{ daN.m}$$

Suivant le sens x

- **Moment en travée :**

$$M_{tx} = 0.75 M_x$$

$$M_{ix}=815\text{daN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_{ax}=0.5M_x$$

$$M_{ax}=544\text{daN.m}$$

Suivant le sens y

- **Moment en travée :**

$$M_{iy}=0.85M_y$$

$$M_{iy}=853\text{daN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_{ay}=0.5M_y$$

$$M_{ay}=502\text{daN.m}$$

$$M_{ay}=-0.3M_y$$

$$M_{ay}=301\text{daN.m}$$

- **Moment en appuis intermédiaires :**

$$\text{Gauche : } M_{agx}=-0.5M_x=-544\text{daN.m}$$

$$\text{Droite : } M_{adx}=-0.5M_x=-544\text{daN.m}$$

- **Moment en appuis de rive :**

$$M_{arx}=0.5M_x=544\text{daN.m}$$

$$M_{ary}=0.5M_y=502\text{daN.m}$$

### **Pour le plancher des étages courants**

$$G=545\text{daN/ml}$$

$$Q=150\text{daN/ml}$$

ELU

$$Q_u=1.35G+1.5Q$$

$$Q_u=961\text{daN/ml}$$

$$\text{ELU : } \mu_x = 0.0410 ; \mu_y = 0.8875$$

$$\text{ELS : } \mu_x = 0.0483 ; \mu_y = 0.9236$$

$$M_x=\mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$M_x= 1227\text{daN.m}$$

$$M_y=\mu_y M_x$$

$$M_y=1089\text{daN.m}$$

Suivant le sens x

- **Moment en travée :**

$$M_{tx}=0.75M_x$$

$$M_{tx}=920\text{daN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_{ax}=-0.5M_x$$

$$M_{ax}=-614\text{daN.m}$$

- **Moment en appuis intermédiaires :**

Gauche :  $M_{agx}=-0.5M_x=-614\text{daN.m}$

Droite :  $M_{adx}=-0.5M_x=-614\text{daN.m}$

- **Moment en appuis de rive :**

$$M_{arx}=0.5M_x=614\text{daN.m}$$

$$M_{ary}=0.5M_y=545\text{daN.m}$$

Suivant le sens y

- **Moment en travée :**

$$M_{ty}=0.85M_y$$

$$M_{ty}=926\text{daN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_{ay}=0.5M_y$$

$$M_{ay}=545\text{daN.m}$$

$$M_{ay}=-0.3M_y$$

$$M_{ay}=-327\text{daN.m}$$

- **Moment en appuis intermédiaires :**

Gauche :  $M_{agy}=-0.5M_y=545\text{daN.m}$

Droite :  $M_{ady}=-0.5M_y=545\text{daN.m}$

ELS

$$Q_s=G+Q=695\text{daN/ml}$$

$$M_x=\mu_x * q_s * l_x^2$$

$$M_x=1045\text{daN.m}$$

$$M_y=\mu_y M_x$$

$$M_y=965\text{daN.m}$$

Suivant le sens x

- **Moment en travée :**

$$M_{tx}=0.75M_x$$

$$M_{tx}=784\text{daN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_{ax}=-0.5M_x$$

$$M_{ax}=-523\text{daN.m}$$

- **Moment en appuis intermédiaires :**

$$\text{Gauche : } M_{agx}=-0.5M_x=-523\text{daN.m}$$

$$\text{Droite : } M_{adx}=-0.5M_x=-523\text{daN.m}$$

Suivant le sens y

- **Moment en travée :**

$$M_{ty}=0.85M_y$$

$$M_{ty}=820\text{daN.m}$$

- **Moment en appuis :**

$$M_{ay}=-0.5M_y$$

$$M_{ay}=-483\text{daN.m}$$

- **Moment en appuis intermédiaires :**

$$\text{Gauche : } M_{agy}=-0.5M_y=-483\text{daN.m}$$

$$\text{Droite : } M_{ady}=-0.3M_y=-289,5\text{daN.m}$$

### III.2.4.1. Calcul du ferrailage

#### 1. Calcul des armatures longitudinales

#### 2. En travées

- ✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{t_{\max}}^u = 817,4917 \text{ daN.m} = 8174,917 \text{ N.m}$$

- **Vérification de l'étendue de la zone comprimée**

$$M_T = \sigma_b \times b \times h_0 \times \left( d - \frac{h_0}{2} \right)$$

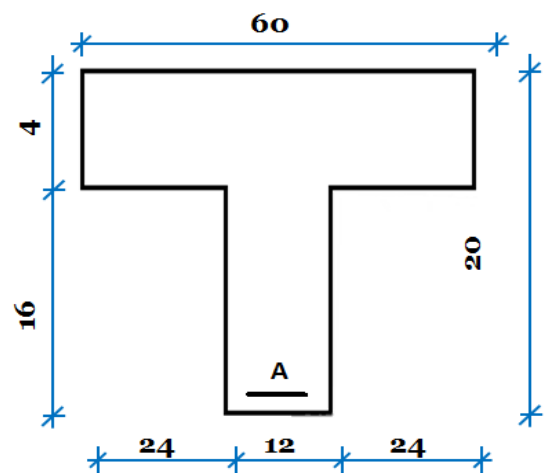


Figure .19. Section de calcul

$$M_T = 14,17 \times 60 \times 4 \times \left(18 - \frac{4}{2}\right) = 54412,8 \text{ N.m}$$

$$M_t^u_{\max} = 8174,917 \text{ N.m} \leq M_{\text{table}} = 54412,8 \text{ N.m}$$

Donc la zone comprimée se trouve dans la table de compression, et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions  $(b \times h) = (60 \times 20) \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées A'**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{8174,917}{14,17 \times 60 \times 18^2} = 0,029$$

$$\mu = 0,029 < \mu_L = 0.392 \text{ (Acier FeE400)}$$

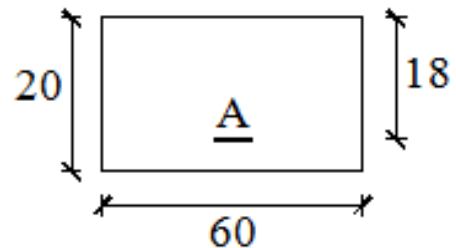
Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires  $A' = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,072$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,971$$

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{8174,917}{348 \times 0,971 \times 18} = 1,34 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{cal}} = 1,34 \text{ cm}^2$$



**Figure.20.** Section de calcul en travée

➤ **Condition de non fragilité : [BAEL91/A4.2.1]**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 12 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 1,34 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures**

$$3T10 \longrightarrow A_t = 3,39 \text{ cm}^2$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_t^{\text{ser}}_{\max} = 594,4289 \text{ daN.m} = 5944,289 \text{ N.m}$$

On a :

Flexion simple

Section rectangulaire avec  $\alpha' \rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$

Acier FeE400

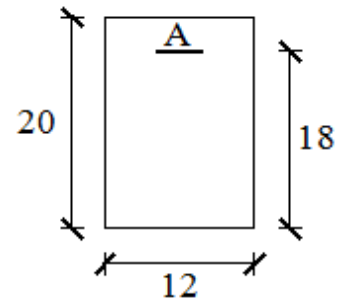
$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{ser}} = \frac{8174,917}{5944,289} = 1,38 \rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44 > \alpha = 0,072$$

$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.6 \times F_{c28} = 15 \text{MPa} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELUR seront maintenues.} \\ \text{Fissuration peu préjudiciable} \\ \text{(Aucune vérification de } \sigma_s \text{.)} \end{array} \right.$

**a- En appuis :**

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_{a_{max}}^u = -530,999 \text{ daN.m}$$



**Figure.21.**Section de calcul en appui

**Remarque :**  $M_a^u$

La table de compression se trouve dans la partie tendue ( $M < 0$ ) et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on néglige les ailettes et la section de calcul devient une section rectangulaire de dimension  $(b_0 \times h) = (12 \times 20)$ .

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_{a_{max}}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{5309,99}{14,17 \times 12 \times 18^2} = 0,096$$

$$\mu = 0,096 < \mu_L = 0,392 \text{ (Acier FeE400)}$$

$\Rightarrow$   $\bar{A}$  n'existe pas et

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.24$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,904$$

➤ **Détermination des armatures**

$$A = \frac{M_a^u \max}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{5309,99}{348 \times 0,608 \times 18} = 1,39$$

➤  $A_{cal} = 1,39 \text{ cm}^2$ .

➤ **Condition de non fragilité [BAEL91/A4.2.1]**

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,26 \text{ cm}^2$$

$$A_a^u = \max(A_{cal}; A_{min}) \Rightarrow A_a^u = 1,40 \text{ cm}^2$$

**Choix des armatures**

1T12 →  $A = 1,54 \text{ cm}^2$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

✓ **Vérification de l'étendue de la zone comprimée :**

✓ La zone comprimée se trouve dans la table de compression et la section de calcul sera une section rectangulaire de dimension (b x h).

$$M_{a \max}^{ser} = -380,963 \text{ daN.m}$$

**On a :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire avec } \overline{\alpha} \rightarrow \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{5309,99}{3809,63} = 1,39 \rightarrow \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45 > \alpha = 0,098 \rightarrow \sigma_b < \overline{\sigma}_b$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 0,6 \times F_{c28} = 15 \text{ MPA} \\ \text{Fissuration peu préjudiciable} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELUR seront maintenues}$$

Aucune vérification de  $\sigma_s$ .

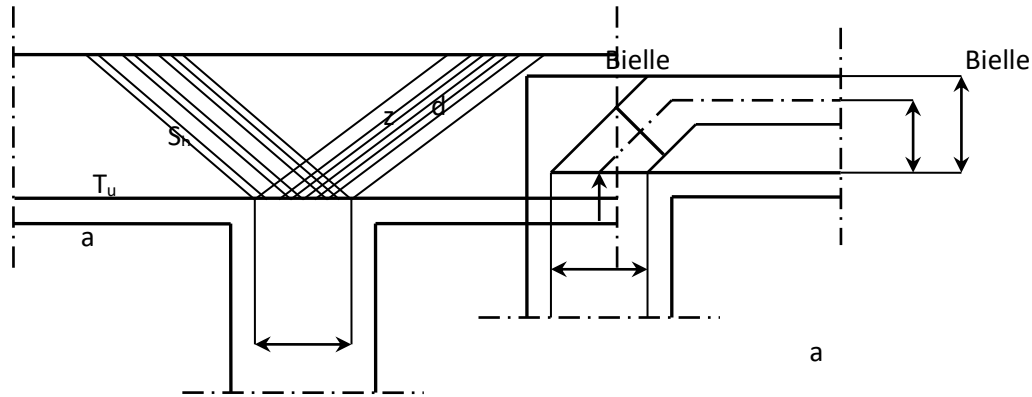
➤ **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant**

$$T_{max} = 1246,87 \text{ daN} = 12468,7 \text{ N.m}$$

## 2. Calcul des armatures transversales

L'effort tranchant peut engendrer des fissures inclinées à 45° par rapport à la ligne moyenne, et pour y remédier on utilise des armatures transversales.

$$T_u^{\max} = 1246,87 \text{ daN}$$



**Figure.22.** L'influence de l'effort tranchant

### ➤ Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis

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

Avec :

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 18 \Rightarrow a = 16,2 \text{ cm}$$

$$T_u^{\max} = 12468,7 \text{ N} \leq 0,267 \times 16,2 \times 12 \times 25 \times 10^2 = 129762 \text{ N}$$

**Donc :** il n'y a pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

### ➤ Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinale inférieures

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ T_u + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_l = 3,39 \geq \frac{1,15}{400} \left[ 12468,7 + \frac{-5309,99}{0,9 \times 18} \right] \times 10^{-2} = 0,35 \text{ cm}^2$$

Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures transversales.

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

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \text{ [BAEL91/A. 5. 1, 211].}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{12468,7}{12 \times 18 \times 10^2} = 0,58 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau = 0,58 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales (cadres + étriers) sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutrelle.

➤ **Diamètre des armatures transversales [BAEL91/A.7.2,9]**

a. Section et écartement des armatures transversales  $A_t$ :

Diamètre des armatures transversales :

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

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{20}{35}; \frac{12}{10}; 1 \right) = 0,57 \text{ cm}$$

On prend :  $\phi_t = 6 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE235  $\Rightarrow A_t = 2\phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$

b. Espacement des armatures transversales :

$\delta_t$  : L'espacement entre les armatures transversales.

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{array} \right.$$

**Donc :**

$$\delta_{t1} \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm}) = \min(16,2; 40) = 16,2 \text{ cm} \quad \text{(A.12.3.6 Pratique BAEL91)}$$

$$\delta_{t2} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0 \times \sin \alpha} = \frac{0,57 \times 235}{0,4 \times 12} = 27,91 \text{ cm} \quad \text{(12. 3. 4 Pratique BAEL91)}$$

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t3}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \quad \text{(A. 5. 1, 23 BAEL mod. 99)}$$

**Donc :**

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,57 \times 0,80 \times 235}{12 \times (0,82 - 0,3 \times 2,1)} = 47 \text{ cm}$$

➤ **Conclusion**

$$\delta_t = \min(\delta_{t1}; \delta_{t2}; \delta_{t3}) = 16,2 \text{ cm}$$

Donc : On adopte  $\delta_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire**

La vérification de la flèche se fait à E.L.S ; Suivant les règles [BAEL 91 / B.7.5], il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre si cette dernière est associée à un hourdi et si toutes les conditions suivantes sont vérifiées :

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left( \frac{M_t^s}{M_a^s} \right)$
- $\frac{A_s^t}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$

**Avec :**

L : La portée de la travée entre nus d'appui.

h : La hauteur totale de la section droite.

$M_t^s$  : Moment maximal en travée à l'E.L.S.

$M_a^s$  : Moment maximal en appuis à l'E.L.S.

A : Section des armatures tendues à l'E.L.S

➤ **Vérification des conditions**

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{325} \geq \frac{1}{16} = 0,061 > 0,0625 \rightarrow$  Condition non vérifiée
- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \left( \frac{M_t^s}{M_a^s} \right) \Rightarrow \frac{20}{325} \geq \frac{1}{10} \left( \frac{594,4289}{380,963} \right) \Rightarrow 0,061 > 0,156 \rightarrow$  Condition non vérifiée
- $\frac{A_s^t}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,39}{12 \times 18} \leq \frac{4,2}{400} \Rightarrow 0,016 > 0,0105 \rightarrow$  Condition non vérifiée.

➤ **Conclusion**

La 2<sup>ème</sup> et la 3<sup>ème</sup> condition n'est pas vérifiée, donc Le calcul de la flèche est nécessaire.

### III.2.4.2. Calcul de la flèche

$$\Delta f_t (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$$

➤ **Calcul des charges**

G : charge permanente après la mise en place des cloisons.

$$G = 623 \times 1,00 = 623 \text{ daN/ml}$$

j : charge permanente avant la mise en place des cloisons.

$$j = 623 \times 1,00 = 623 \text{ daN/ml}$$

P : charge total (G+Q).

$$P = (623 + 100) \times 1,00 = 723 \text{ daN/m}$$

Pour b = 0,6m :

$$G = j = 623 \times 0,6 = 3738 \text{ N/ml}$$

$$P = 723 \times 0,6 = 4338 \text{ N/m}$$

➤ **Calcul des moments fléchissant :**

$$M_G = M_J = 0,80 \times \frac{G \times L^2}{8} = 0,8 \times \frac{3738 \times 3,25^2}{8} = 3948,26 \text{ daN.m}$$

$$M_P = 0,80 \times \frac{P \times L^2}{8} = 0,8 \times \frac{4338 \times 3,25^2}{8} = 4582,01 \text{ daN.m}$$

➤ **Modules de déformations longitudinaux**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ Mpa}$$

**1. Calcul du moment d'inertie (I<sub>0</sub>):**

$$V_1 = \frac{\sum A_i \cdot y_i}{\sum A_i} \quad n = 15$$

$$V_1 = \frac{(60-12) \cdot 4.2 + 12 \cdot 20 \cdot 10 + 15 \cdot 3,39 \cdot 18}{4.48 + 12 \cdot 20 + 15 \cdot 3,39} = 7,66 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,66 = 12,34 \text{ cm}$$

➤ **Détermination des moments d'inertie :**

$$I_0 = \frac{b \cdot V_1^3}{3} - \frac{(b-b_0)(V_1-h_0)^3}{3} + \frac{b_0 V_2^3}{3} + n \cdot A (d - V_1)^2$$

$$I_0 = \frac{60 \cdot 7,66^3}{3} - \frac{(60-12)(7,66-4)^3}{3} + \frac{12 \cdot 12,34^3}{3} + 15 \cdot 3,39 (18 - 7,66)^2$$

$$I_0 = 21157,64 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations:**

$$\sigma_s = \frac{M^{SER_I}}{A \cdot \beta_1 \cdot d}$$

$$\rho_1 = 100 \rho = 100 \cdot \frac{A}{b_0 \cdot d} = 100 \cdot \frac{3,39}{12 \cdot 18} = 1,569 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta_1 = 0,837$$

$$\sigma^s = \sigma^J = \frac{M^s}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{3948,26}{3,39 \cdot 0,837 \cdot 18} = 77,31 \text{ MPa}$$

$$\sigma^P = \frac{M^P}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{4582,01}{3,39 \cdot 0,837 \cdot 18} = 89,71 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul de  $\mu_j$ ;  $\mu_g$ ;  $\mu_p$  :**

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{avec} \quad f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\mu_g = \mu_j = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,01569 \cdot 71,46 + 2,1} = 0,53$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \cdot 2,1}{4 \cdot 0,01569 \cdot 89,71 + 2,1} = 0,50$$

## 2. Calcul des moments d'inertie fictifs (I<sub>f</sub>):

$$I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda \mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \cdot \rho} = \frac{0,05 \cdot 2,1}{(2 + 3 \frac{12}{60}) \cdot 0,01569} = 2,57$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{0,02 \cdot f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \cdot \rho} = \frac{0,02 \cdot 2,1}{(2 + 3 \frac{12}{60}) \cdot 0,01569} = 1,03$$

$$I_{fgv} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu_g} = \frac{1,1 \times 21157,64}{1 + 1,03 \times (0,442)} = 15992,61 \text{ cm}^4$$

$$I_{fgi} = I_{fji} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_g} = \frac{1,1 \cdot 21157,64}{1 + 2,57 \cdot (0,442)} = 10896,09 \text{ cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1,1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu_p} = \frac{1,1 \cdot 21157,64}{1 + 2,57 \cdot (0,50)} = 10185,30 \text{ cm}^4$$

## 3. Calcul de la flèche (totale et admissible):

$$f_{gv} = \frac{M_g \cdot l^2}{10E_v \cdot I_{fgv}} = \frac{3948,26 \times 325^2}{10 \times 10818,86 \times 15992,61} = 0,24 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = f_{ji} = \frac{M_g \cdot l^2}{10E_i \cdot I_{fgi}} = \frac{3649,89 \times 310^2}{10 \times 32164,19 \times 10896,09} = 0,1 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \cdot l^2}{10E_l \cdot I_{fpi}} = \frac{4582,01 \times 325^2}{10 \times 32164,19 \times 10185,30} = 0,14 \text{ cm}$$

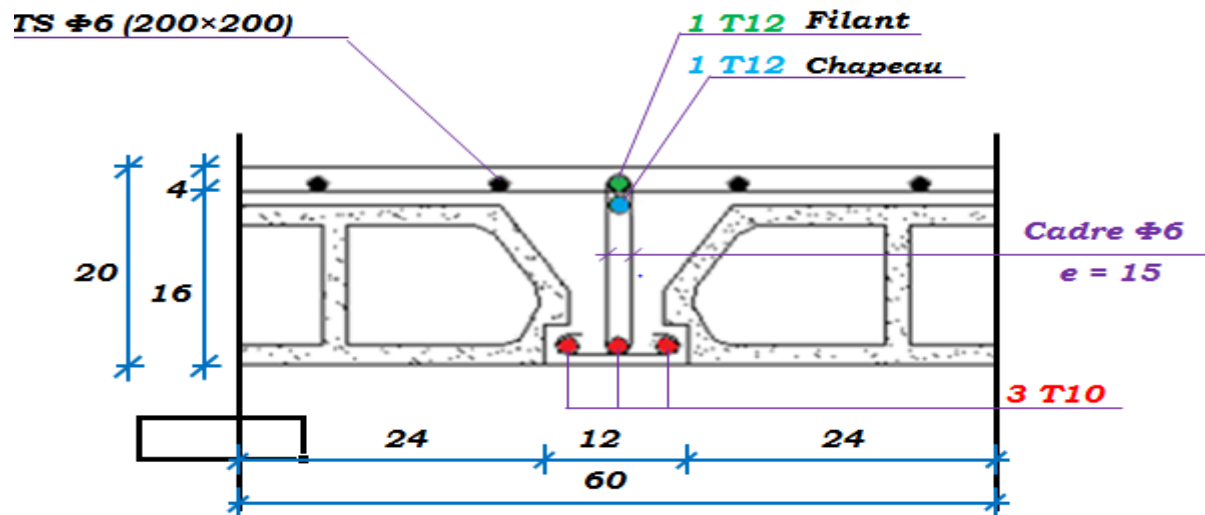
### ➤ La flèche totale :

$$3,25 \text{ m} < 5,00 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \Delta f_{t, \max} = \frac{l}{500} = \frac{325}{500} \text{ cm} = 0,65 \text{ cm}$$

$\Delta f_i < \Delta f_{i,\max} \Rightarrow 0,14\text{cm} < 0,6\text{cm} \rightarrow$  Donc la flèche est vérifiée.

### III.2.4.3. Dessin de ferrailage



**Figure.23.** Dessin de ferrailage de la dalle a corps creux.



**CHAPITRE IV :**

**ETUDE DES ELEMENT SECONDAIRES**

# CHAPITRE IV :

## ETUDE DES ELEMENT SECONDAIRES

### **IV.1. Introduction**

La construction quelconque on distingue deux types d'éléments : Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement au contreventement ; Les éléments secondaires qui ne contribuent pas directement au contreventement.

Dans le présent chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (escaliers, acrotère et balcon) dont l'étude est indépendante de l'action sismique, mais ils sont considérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure. Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : pré dimensionnement des éléments, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section de acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant le règlement parasismique Algérien RPA99.

### **IV.2. Acrotère**

L'acrotère est un élément structural assimilée à une console verticale encastrée à la base dans le plancher terrasse (Poutre de plancher), cette dernière est soumise à un effort normal dû à son poids propre «  $W_p$  » et une surcharge «  $F_p$  » appliquée horizontalement due à la poussée d'une main courante.

L'acrotère est un élément exposé aux intempéries et sera calculé en considérant les fissurations comme préjudiciable.

Le ferrailage de la section dangereuse, celle de l'encastrement sera calculé comme pour une section rectangulaire d'une largeur de 1mètre travaillant en flexion composé.

#### **IV.2.1 .Détermination des sollicitations**

L'acrotère est sollicité par :

- Un effort normal dû à son poids propre.
- Une surcharge d'exploitation, on prend le maximum entre (1 KN et  $F_p$ )

$$F_p = 4. A .C_p . W_p(\text{RPA 99 V 2003})$$

Zone IIa et ouvrage  $\rightarrow A = 0,15$ .

Acrotère en consol  $\rightarrow$  facteur des forces horizontales  $C_p = 0.8$

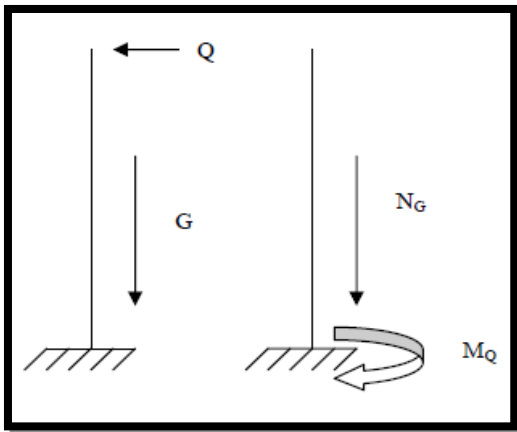
$$W_p = 1.69 \text{ KN.}$$

$$F_p = 0,81 \text{ KN.}$$

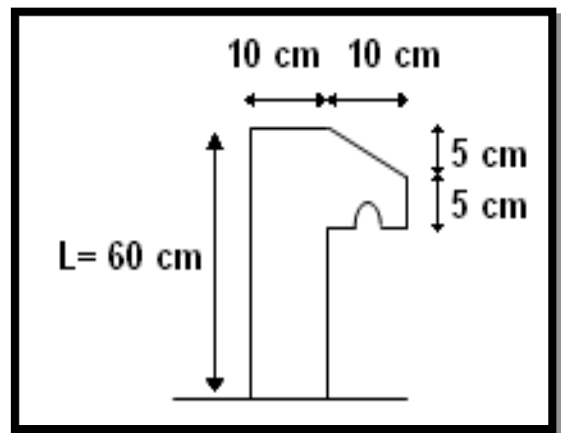
$$P = \max (0,81 \text{ KN} ; 1 \text{ KN}) \rightarrow p = 1 \text{ KN}$$

$$S_{total} = 675 \text{ KN/ml}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1ml.



**Figure .24.** Schéma Statique de l'acrotère



**Figure.25.** Coupe transversale de l'acrotère

**Poids propre de l'acrotère :**

- $G = 1,687 \text{ KN/ml.}$
- $p = 1 \text{ KN/ml.}$

**Combinaisons d'actions :**

	M (KN.m)	N(KN)	T(KN)
<b>ELU</b>	<b>0,9</b>	<b>2,28</b>	<b>1,5</b>
<b>ELS</b>	<b>0,6</b>	<b>1,687</b>	<b>1</b>

**Calcul de l'excentricité :**

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = \frac{M}{N} = \frac{0,9}{2,28} = 0,395 \text{ m}$$

$e = 39,5 \text{ cm} > \frac{h}{2} = 5 \text{ cm}$ , donc La section est partiellement comprimée, et elle sera calculée en flexion simple sous un moment  $M_1$ .

$$M_1 = N' \cdot \left( e + \frac{h}{2} - c \right) = 0,9918 \text{ kn.m}$$

## IV.2.2 Détermination du ferrailage

➤ **E.L.U :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} \rightarrow \mu = \frac{991,8}{100 \cdot 9^2 \cdot 14,20} \rightarrow \mu = 0,0086 < 0,392 \text{ donc les armatures comprimées ne}$$

Sont pas nécessaires.

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = 0,32 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N'}{\sigma_s} = 0,32 - \frac{2280}{348} = 0,25 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,087 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

$$A_s = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1,087 \text{ cm}^2.$$

Choix des armatures :

$$A_s = 4 \text{ HA10} = 3,14 \text{ cm}^2$$

**Espacement:**

$$St = 100/4 = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm Ok.}$$

**Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,785 \text{ cm}^2$$

Choix d'armatures :

$$A_r = 3 \text{ HA8} = 1,509 \text{ cm}^2$$

**Espacement:**

$$St = (60 - 2,5)/2 = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm Ok.}$$

## IV.2.3 Vérification des contraintes

Fissuration préjudiciable donc on doit vérifier que:

$$\sigma_s \leq \sigma_{s \text{ adm}}$$

$$\sigma_b \leq \sigma_{b \text{ adm}}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2}{3} f_e ; 110 \cdot \sqrt{\eta \cdot f_{t28}} \right)$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left( \frac{2 \cdot 400}{3} ; 110 \cdot \sqrt{1,6 \cdot 2,1} \right) = \min(266,67 ; 201,63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa}$$

$$M_s = 0,6 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad N_s = 1,6875 \text{ KN.}$$

$e = M_s / N_s \Rightarrow e = \frac{0,60}{1,6875} \Rightarrow e = 0,35 \text{ m} \Rightarrow$  le centre de pression se à l'extérieur de la section donc SPC.

$C = e + h/2 = 0,35 + 0,1/2 = 0,4 \text{ m}$  et puisque N est un effort de compression

Donc :

$$C = -0,40 \text{ m.}$$

$$p = -3(c)^2 + \frac{6\eta A_{st}}{b}(d-c) \rightarrow p = -4794,22 \text{ cm}^2$$

$$q = -2(c)^3 - \frac{6\eta A_{st}}{b}(d-c)^2 \rightarrow q = 126467,79 \text{ cm}^3$$

$y_2$  La solution de l'équation est donnée par le BAEL 91 (modifiés 99) :

La solution qui convient :  $y_2 = 54,77 \text{ cm}$

$$0 < y_1 = y_2 + c < h \quad 0 < 43,17 - 40,56 = 2,62 \text{ cm} < h = 10$$

Alors : la position de l'axe neutre est  $y_1 = 9,27 \text{ cm}$

En remplaçant « q » et « p » dans (\*)

Donc :

La position de l'axe neutre est  $y_1 = 9,27 \text{ cm}$

Est racine de l'équation  $y_2^3 + p \cdot y_2 + q = 0$

**Dessin du ferrailage :**

## FERRAILLAGE ACROTÈRE

Ech : 1/25

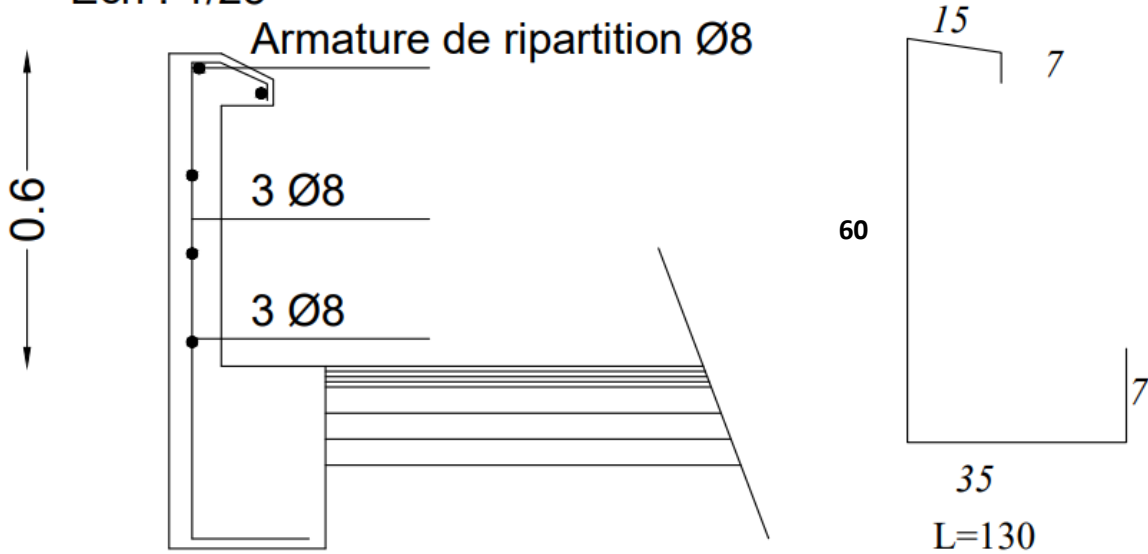


Figure.26.Ferrailage des l'acrotère

### IV.3. Balcon

#### IV.3.1. Introduction

Les balcons sont considérés comme étant encastés sur les poutres; sont calculés comme une console de 1m de largeur sollicitée par une charge permanente «G» et une surcharge d'exploitation «P».

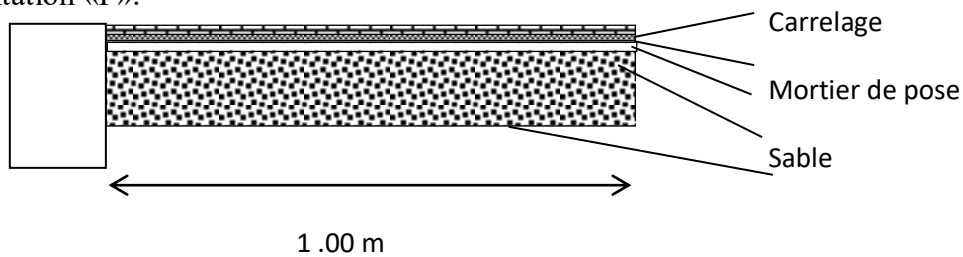


Figure .27. Coupe de balcon.

#### IV.3.2. Descente de charges du balcon

##### a. Charges permanentes:

1-Carrelage + mortier de pose + sable .....	104 daN/m <sup>2</sup>
2-Dalle pleine en béton armé (12cm) 2500×0,12 .....	300 daN/m <sup>2</sup>
3-Enduit au ciment (1.5cm) (18daN/m <sup>2</sup> /cm) .....	27 daN/m <sup>2</sup>

$$G_2 = 431 \text{ daN/m}^2$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$\bar{G} = G \times 1.00 = 431 \text{ daN/m}_L$$

• **Calcul de la charge due au poids du mur :**

$$P = G_m \cdot h$$

Epaisseur du mur :  $e = 30 \text{ cm}$   $G_m = (90 + 2 \times 18 \times 1.5) = 144 \text{ daN/m}^2$

Hauteur du mur :  $h = 1,20$   $P = 144 \times 1,20 = 172,8 \text{ daN/m}^2$

**a. Surcharges d'exploitation :**

$$Q = 350 \text{ daN/m}^2$$

Balcon pour locaux à usage habitation :

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q = Q \times 1.00 = 350 \text{ daN/m}_L$$

Notre Balcon est exposée aux intempéries, nous placerons la génératrice des armatures le plus bas possible  $\Rightarrow a = 2\text{cm}$

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle. (B.A.E.L 91).

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_d}{10} \text{ Avec } h_d = 12\text{cm}$$

$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{12}{10} = 1,2\text{cm}$$

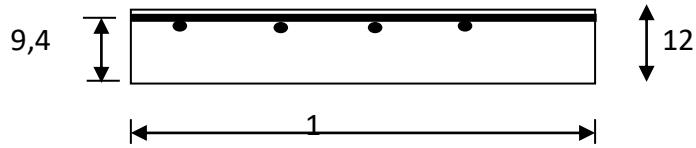
Donc ; on prendra  $\phi = 12\text{mm}$

➤ **Calcul de l'enrobage :**

$$\Rightarrow C = a + \frac{\phi}{2} \quad C_x = \left(20 + \frac{12}{2}\right)\text{mm} = 26\text{mm}$$

➤ **Les hauteurs utiles :**

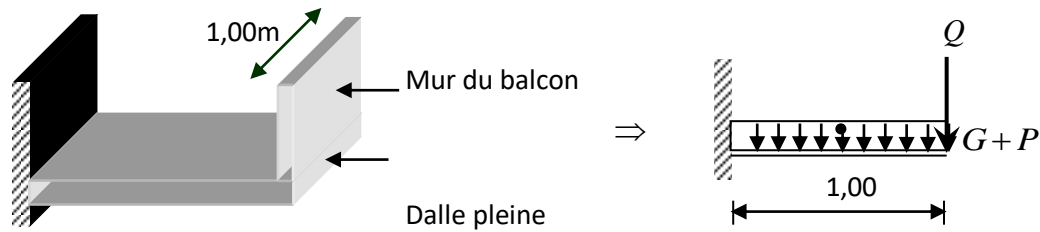
$$d = h_d - C = 12 - 2,6 = 9,4 \text{ cm}$$



**Figure .28.** Disposition des armatures de la nappe supérieure.

➤ **Moment fléchissant :**

- Sens x-x



**Figure .29.** Schéma statique du balcon.

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_u = -[1,35G + 1,5Q] \frac{l^2}{2} - 1,35P \cdot l \cdot 1,00 = -[1,35 \cdot 431 + 1,5 \cdot 350] \frac{1,00^2}{2} - 1,35 \cdot 172,8 \cdot 1,00 = -786,705 \text{ daNm}$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_s = -[G + Q] \frac{l^2}{2} - P \cdot l \cdot 1,00 = -[431 + 350] \frac{1,00^2}{2} - 172,8 \cdot 1,00 \cdot 1,00 = -563,3 \text{ daN.m}$$

### IV.3.3. Calcul du ferrailage :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_u = -786,705 \text{ daN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{7867,05}{14,17 \cdot 100 \cdot (9,4)^2} = 0,06$$

$0,06 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow A'$  n'existe pas

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,08$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,968$$

➤ **Détermination des armatures:**

$$A_u^x = \frac{M_u^x}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{7867,05}{348 \cdot 0,91 \cdot 9,4} = 2,64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 9,4 \cdot \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 2,64 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Choix des armatures:**

$$5T12/\text{ml} \longrightarrow A = 5,65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

(e = 20 cm)

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_s = - 563,3 \text{ daN.m}$$

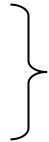
- Flexion simple
  - Section rectangulaire sans A'
  - Acier FeE400
- $$\left. \vphantom{\begin{matrix} \bullet \\ \bullet \\ \bullet \end{matrix}} \right\} \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \leq b \leq \bar{\sigma} b \leq 0,6 \leq f_{c28} \leq 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{786,705}{563,3} = 1,40$$

$$\alpha \leq \frac{1,40-1}{2} + \frac{25}{100} \leq \alpha = 0,08 \leq \text{condition vérifiée}$$

➤ **Conclusion :**

- $\sigma_b \leq \overline{\sigma_b} \leq \dots$  MPa
- Fissuration peu préjudiciable
- Aucune vérification pour  $\sigma_s$



les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

➤ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_u}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5T8/\text{ml} \longrightarrow A=2,51 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Calcul des armatures transversales :**

$$T_{\max} = (1,35G + 1,5Q) \cdot L + 1,35P$$

$$= (1,35 \times 431 + 1,5 \times 350) \times 1,00 + 1,35 \times 172,8$$

$$T_{\max} = 1340,13 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{13401,3}{(100 \times 9,4) \times 100} = 0,14 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa (fissuration peu préjudiciable) (B.6.7.2 BAEL 91)}$$

$$\tau_u = 0,14 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 1,25 \text{ MPa}$$



les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

### IV.3.4. Vérification de la fleche :

➤ **Condition de la fleche ( B.7.5 BAEL 1 ) :**

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{20}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$$

➤ **Vérification si la fleche est nécessaire :**

$$\frac{16}{154} > \frac{1}{20} \longrightarrow 0,10 > 0,05 \text{ CV}$$

$$\rho = \frac{5,65}{100 \times 14,5} = 0,0038 < \frac{2}{400} = 0,005 \quad \text{CV}$$

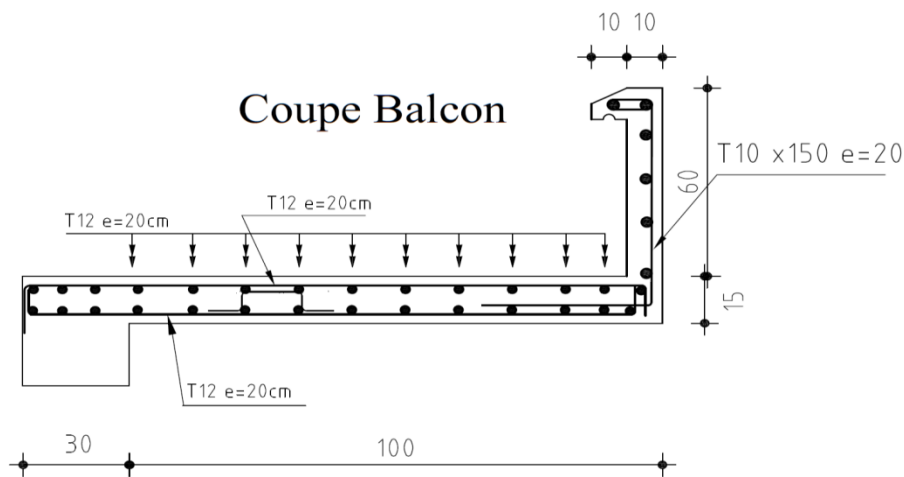
➤ **conclusion :**

le calcul de la fleche n'est pas necessaire.

**Remarque :**

Pour eviter un moment de torsion imporant, on utilisera un contre poids.

**IV.3.6. Dessin de ferrailage**



**Figure .30. ferrailage des balcon**

**IV.4. Escaliers**

**IV.4.1 Introduction**

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie, constitués d'une dalle inclinée (**paillasse**), avec des dalles horizontales (**paliers**), ces derniers sont coulés sur place.

**IV.4.1. Définition des éléments d'un escalier**

**La montée:** est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.

- **La marche :** est le plan horizontal sur lequel se pose le pied

- **La hauteur de marche:** est la différence du niveau entre deux marches successives (h).
- **La contremarche:** est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- **Le nez de marche:** est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- **Le giron :** est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- **Une volée:** est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- **Un palier :** est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- **L'emmarchement :** est la longueur d'une marche.
- **La ligne de jour :** est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.
- **La ligne de foulée:** est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- **L'échappée :** est la distance verticale entre les nez de marches.
- **La paillasse :** est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier (avec L : Longueur horizontale de la paillasse et H : Hauteur verticale de la paillasse).

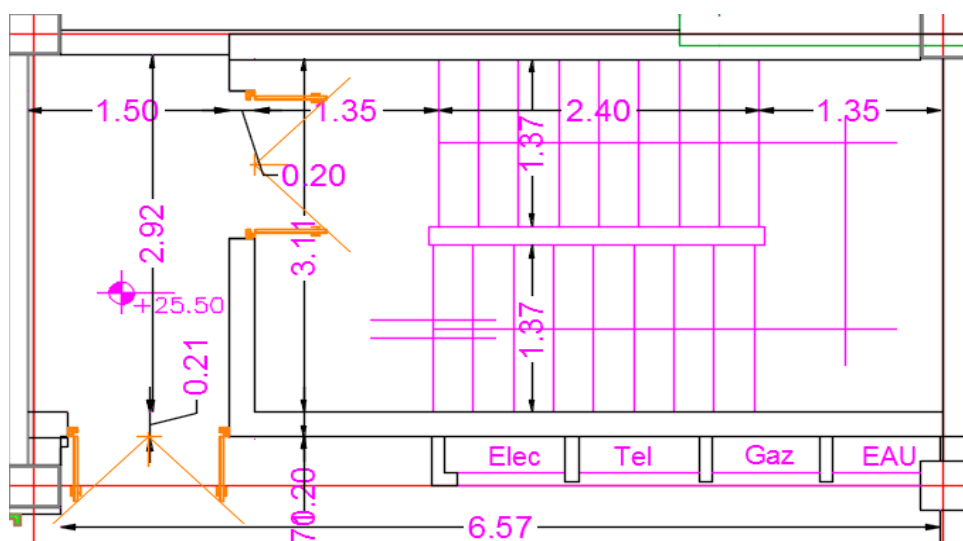


Figure .31 . Cage d'escalier d'étage courant.

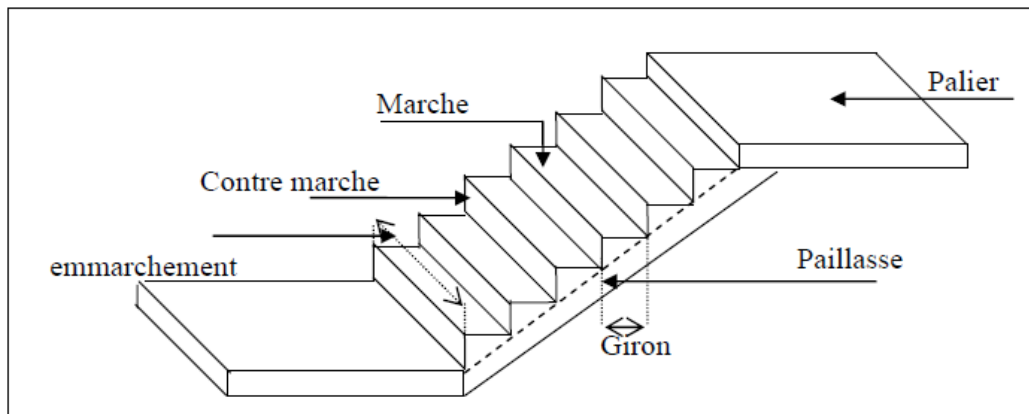


Figure .32. Différents éléments d'un escalier.

## IV.4.2. Pré-dimensionnement

### IV.1.2 Etudes des escaliers à deux volées avec palier intermédiaire

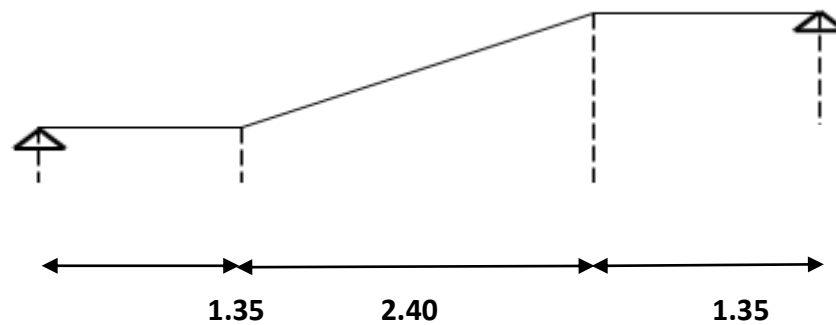


Figure .33.Schéma statique.

#### IV.1.2.1 Calcul de nombre des marches

Soit :

$h$  : hauteur de contre marche,

$H$  : hauteur d'un demi-étage,

$g$  : largeur de la marche,

$n$  : nombre de contre marches,

$n-1$  : nombre de marches,

L : projection horizontale de la longueur total de la volée

$$H = \frac{306}{2} = 153 \text{ cm}, \text{ on prend } h = 17 \text{ cm.}$$

$$\text{Donc } n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9 \text{ (nombre de contre marches)}$$

$$n-1 = 8 \text{ (nombre de marches)}$$

$$\text{D'autre part : } (n-1).g = L \Rightarrow g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8}$$

$$\Rightarrow g = 30 \text{ cm.}$$

D'après la formule de Blondel, on a :  $59 \text{ cm} \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm}$ .

$$2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm} \text{ et que } 59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm.}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = \text{arctg } \alpha = 29,54^\circ.$$

#### IV.1.2.2 Epaisseur de la paillasse et de palier

##### a. Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{l}{30} \leq ep \leq \frac{l}{20} ; \text{ on a } l = \frac{240}{\cos \alpha} = 2,76 \text{ cm.}$$

$$9,2 \leq ep \leq 13,8 \text{ on prend } ep = 15 \text{ cm.}$$

##### b. Epaisseur de palier :

$$e_{\text{palier}} = \frac{ep}{\cos \alpha} = \frac{12}{\cos \alpha}$$

$$e_{\text{palier}} = 13,79 \text{ cm} \text{ on prend } e_{\text{palier}} = 15 \text{ cm.}$$

On adopte  $e_{\text{palier}} = e_{\text{paillasse}} = 15 \text{ cm}$

#### IV.4.3. Descente de charges :

##### ➤ Paillasse :

**Tableau.9** : Charges permanentes et surcharge de la paillasse.

Désignation	P(daN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (daN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier horizontale	2000	0,02	40
Lit de sable	1800	0,02	36
Revêtement vertical	$120 \times \frac{h}{g} = 120 \times \frac{17}{30}$		68
Paillasse en B.A	$2500 \times \frac{0,16}{\cos \alpha} =$		459,76
Enduit en ciment	$18 \times \frac{1,5}{\cos \alpha} = 18 \times \frac{1,5}{\cos 29,54^\circ}$		31,03
Marche	$2200 \times \frac{h}{2} = 2200 \times \frac{0,17}{2}$		187
<b>G = 865,8 daN/m<sup>2</sup></b>			
<b>Q = 250 daN/m<sup>2</sup></b>			

➤ **Combinaisons fondamentales**

Pour une bande de 1m de largeur :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 865,8 + 1,5 \times 250 = 1543,83 \text{ daN/m}^2.$$

$$\bar{q}_u = q_u \times 1 = 1543,83 \text{ daN/ml.}$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$q_{ser} = G + Q = 865,8 + 250 = 1115,8 \text{ daN/m}^2.$$

$$\bar{q}_{ser} = q_{ser} \times 1 = 1115,8 \text{ daN /ml.}$$

➤ **Palier : Poids propre du palier**

**Tableau.10** : Charges permanentes et surcharges du palier.

Désignation	P(daN/m <sup>3</sup> )	e (m)	G (daN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	2200	0,02	44
Mortier de pose	2000	0,02	40
Lit de sable	1800	0,02	36
Enduit de ciment	18	1,5	27

<b>Poids propre du palier</b>	2500	0,16	400
<b>G = 547 daN/m<sup>2</sup></b>			
<b>Q = 250 daN/m<sup>2</sup></b>			

➤ **Combinaisons fondamentales :**

Pour une bande de 1m de largeur :

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 547 + 1,5 \times 250 = 1113,45 \text{ daN/m}^2.$$

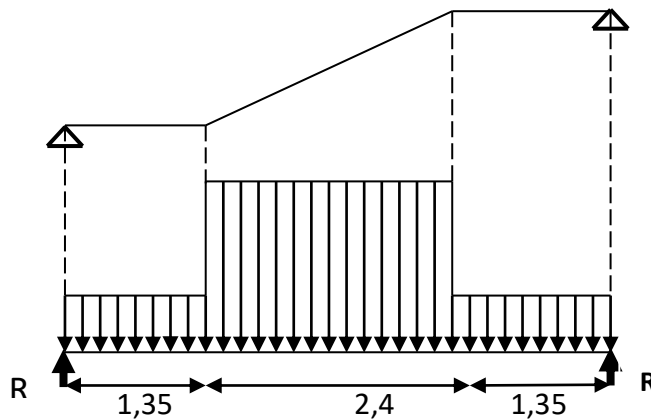
$$\overline{q_u} = q_u \times 1 = 1113,45 \text{ daN/ml.}$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$q_{ser} = G + Q = 547 + 250 = 797 \text{ daN/m}^2. \text{ la}$$

$$\overline{q_{ser}} = q_{ser} \times 1 = 797 \text{ daN /ml.}$$

#### IV.1.2.4 Détermination des sollicitations



**Figure .34.** Schéma statique de l'escalier.

**a. E.L.U :**

**Réactions des appuis**

$$\begin{aligned} \sum F_V = 0 &\Rightarrow R_A + R_B = (q_2 \times 1,35) + (q_1 \times 2,40) + (q_2 \times 1,35) \\ &\Rightarrow R_A + R_B = 6711,51 \text{ daN} \end{aligned}$$

$$\sum M /_B = 0 \Rightarrow R_A = \left[ \frac{(1.35)^2}{2} q_2 + 2.40 \left( \frac{(2.40)}{2} + 1.35 \right) q_1 + 1.35 \left( \frac{(1.35)}{2} + 2.40 + 1.35 \right) q_2 \right] / 5,10$$

$$\Rightarrow R_A = 3355,75 \text{ daN}$$

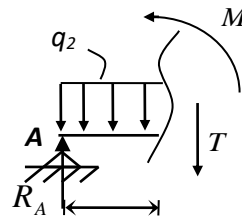
$$\sum M /_A = 0 \Rightarrow R_B = \left[ \frac{(1.35)^2}{2} q_2 + 2.40 \left( \frac{(2.40)}{2} + 1.35 \right) q_1 + 1.35 \left( \frac{(1.35)}{2} + 2.40 + 1.35 \right) q_2 \right] / 5,10$$

$$\Rightarrow R_B = 5971,18 \text{ daN}$$

### Effort tranchant et moment fléchissant

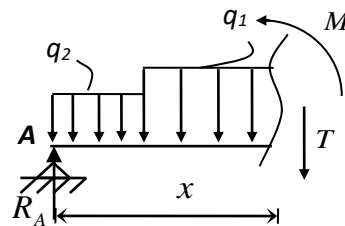
- $0 \leq x \leq 1.35$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_2 x \\ M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



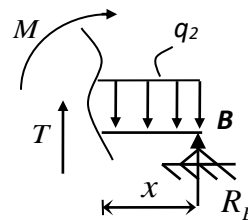
- $1.35 \leq x \leq 3.75$

$$\begin{cases} T(x) = R_A - 1.35 q_2 - q_1 (x - 1.35) \\ M(x) = R_A x - 1.35 \left( x - \frac{1.35}{2} \right) q_2 - \frac{(x - 1.35)^2}{2} q_1 \end{cases}$$



- $0 \leq x \leq 1.35$

$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_2 x \\ M(x) = -R_B x + q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$



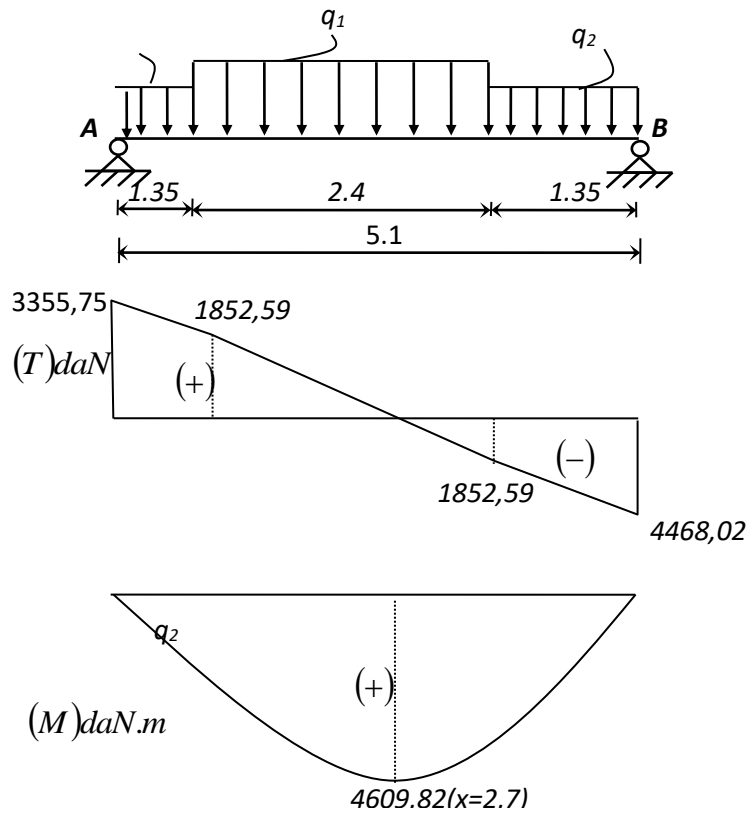
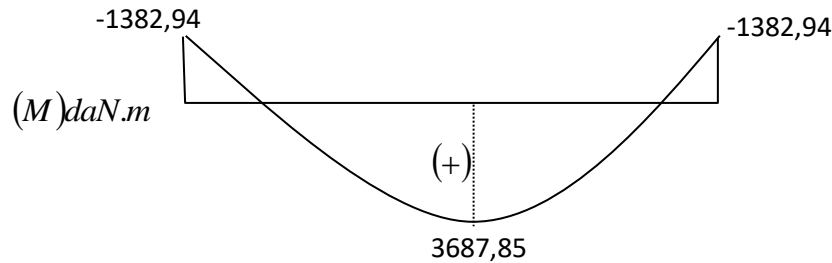


Figure .35. Diagrammes des sollicitations.

Tableau.11 : Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.U).

x (m)	Réaction (daN)	Effort tranchant (daN)	Moment fléchissant (daN.m)	T <sub>max</sub> (daN)	M <sub>max</sub> (daN.m)	Moment sur appuis (M <sub>a</sub> =0.3M <sub>0</sub> )	Moment en travée (M <sub>t</sub> =0.8M <sub>0</sub> )
0	3355,75	3355,75	0				
1,35	-	1852,59	1014,63				
2,70	-	0	4609,82	3355,75	4609,82	1382,94	3687,85
3,75	-	-1852,59	3515,62				
5,10	4468,02	-4468,02	0				

**Remarque :** les appuis doivent équilibrer un moment :  $M_a = 0.3M_0$  qui conduit a un moment réduit en travée :  $M_t = 0.8M_0$



### a. E.L.S

#### Réactions des appuis

$$\sum F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = (q_2 \times 1,35) + (q_1 \times 2,40) + (q_2 \times 1,35)$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 4829,82 \text{ daN}$$

$$\sum M / B = 0 \Rightarrow R_A = \left[ \frac{(1,35)^2}{2} q_2 + 2,40 \left( \frac{(2,40)}{2} + 1,35 \right) q_1 + 1,35 \left( \frac{(1,35)}{2} + 2,40 + 1,35 \right) q_2 \right] / 5,10$$

$$\Rightarrow R_A = 2414,91 \text{ daN}$$

$$\sum M / A = 0 \Rightarrow R_B = \left[ \frac{(1,35)^2}{2} q_2 + 2,40 \left( \frac{(2,40)}{2} + 1,35 \right) q_1 + 1,35 \left( \frac{(1,35)}{2} + 2,40 + 1,35 \right) q_2 \right] / 5,10$$

$$\Rightarrow R_B = 2414,91 \text{ daN}$$

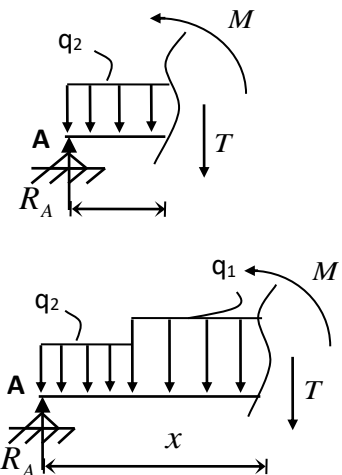
#### Effort tranchant et moment fléchissant

- $0 \leq x \leq 1,35$

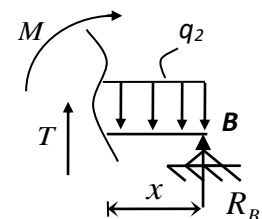
$$\begin{cases} T(x) = R_A - q_2 x \\ M(x) = R_A x - q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

- $1,35 \leq x \leq 3,75$

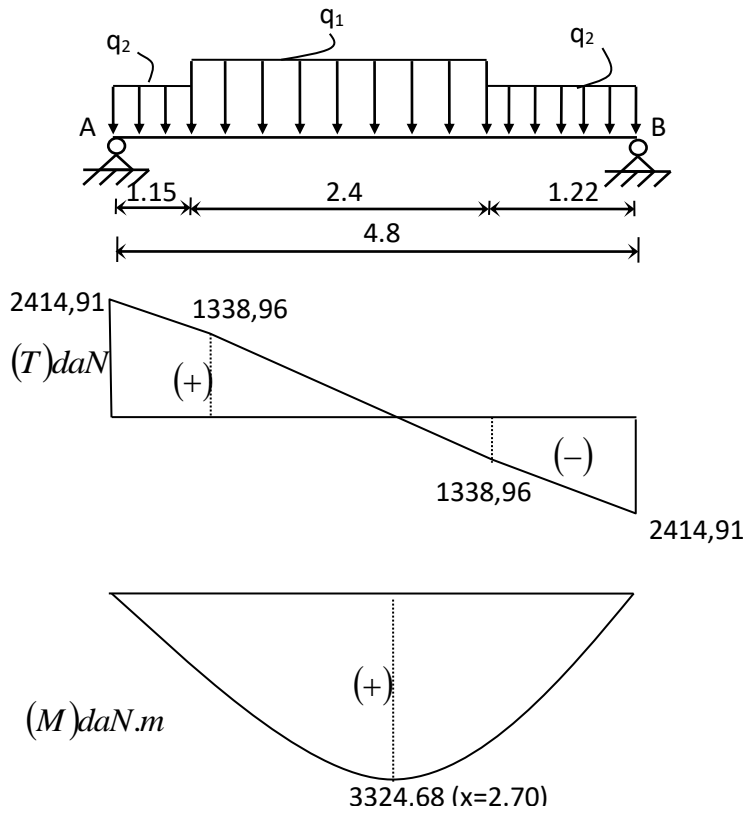
$$\begin{cases} T(x) = R_A - 1,35 q_2 - q_1 (x - 1,35) \\ M(x) = R_A x - 1,35 \left( x - \frac{1,35}{2} \right) q_2 - \frac{(x - 1,35)^2}{2} q_1 \end{cases}$$



- $0 \leq x \leq 1,35$



$$\begin{cases} T(x) = -R_B + q_2 x \\ M(x) = -R_B x + q_2 \frac{x^2}{2} \end{cases}$$

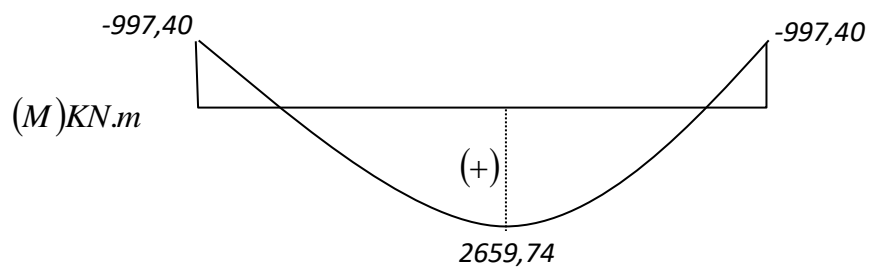


**Figure .36.**Diagrammes des sollicitations.

**Tableau.12** : Effort tranchant et moment fléchissant(E.L.S)

x (m)	Réaction (daN)	Effort tranchant (daN)	Moment fléchissant (daN.m)	$T_{max}$ (daN)	$M_{max}$ (daN.m)	Moment sur appuis ( $M_a=0.3M_0$ )	Moment En travée ( $M_t=0.8M_0$ )
0	2414,91	2414,91	0	2424,91	3324,68	997,40	2659,74
1,35	-	1338,96	2533,86				
2,70	-	0	3324,68				
3,75	-	-1338,96	2533,86				
5,10	2414,91	-2414,91	0				

**Remarque** : les appuis doivent équilibrer un moment :  $M_a = 0.3M_0$  qui conduit a un moment réduit en travée :  $M_t = 0.8M_0$



**Figure .37.**Diagramme des moments retenus.

### Conclusion

E.L.U	E.L.S
Mt max= 3687,85 daN.m	Mt max= 2659,74 daN.m
Ma max= 1382,94daN.m	Ma max= 997,40daN.m
$T_{max} = 3355,75$ daN	$T_{max} = 2424,91$ daN

### IV.1.2.5 calcul de ferrailage

a. E.L.U

a.1 En travée

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{36878,5}{14,17 \times 100 \times 14^2}$$

$$\mu = 0,133 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,179$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,93$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{36878,5}{0,93 \times 14 \times 348} = 8,14 \text{ cm}^2$$

$$A = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,69 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max}(A_{cal} ; A_{\min}) = 8,14 \text{ cm}^2$$

Choix : 5T12 → A = 7,70 cm<sup>2</sup> ; esp 20

T12 → e = 20 cm ≤ min [3h ; 33cm] = min [48 ; 33] cm = 33 cm → condition vérifiée

#### Armatures de répartition

$$A_{rep} = \frac{A}{4} = \frac{7,70}{4} = 1,92 \text{ cm}^2$$

Ar : 5T8 → Ar = 2,01 cm<sup>2</sup>/ml

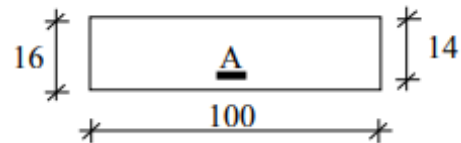


Figure . 38. Section calcul en travée.

T8 → e = 25cm ≤ min [4h ; 45cm]2 = min [64 ; 45] cm = 45 cm → condition vérifiée.

### a.2 En appui

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{13829,4}{14,17 \times 100 \times 14^2}$$

$$\mu = 0,05 < \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\alpha = 0,10 \quad ; \quad \beta = 0,96$$

$$A = 2,96 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1,69 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 2,96 \text{ cm}^2$$

Choix : 5T12 → A = 5,65 cm<sup>2</sup> ; esp 20.

Ar : **5T8** → Ar = **2,01** cm<sup>2</sup>/ml

T8 → e = 25cm.

#### a. E.L.S :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fissuration n peu nuisible} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{FE400} \end{array} \right\} \Rightarrow \alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

#### b.1 En travée :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

$$\gamma = \frac{36878,5}{26597,4} = 1,39$$

α = 0,179 < 0,44 → Condition vérifiée

## b.2 En appui :

$$\alpha = 0,10 < 0,44 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

### • vérification les efforts tranchants

$$T_{\max} = \frac{q_u \cdot \ell}{2} = 33557,5 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{100 \cdot b \cdot d} = 0,23 \text{ MPa}$$

$$\tau_\ell = \min \left( \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,23 \text{ MPa} \leq \tau_\ell = 3,33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Remarque :** Les marches ferrillent constructivement avec T10 et  $\phi 8$ .

### Dessin de ferrillage

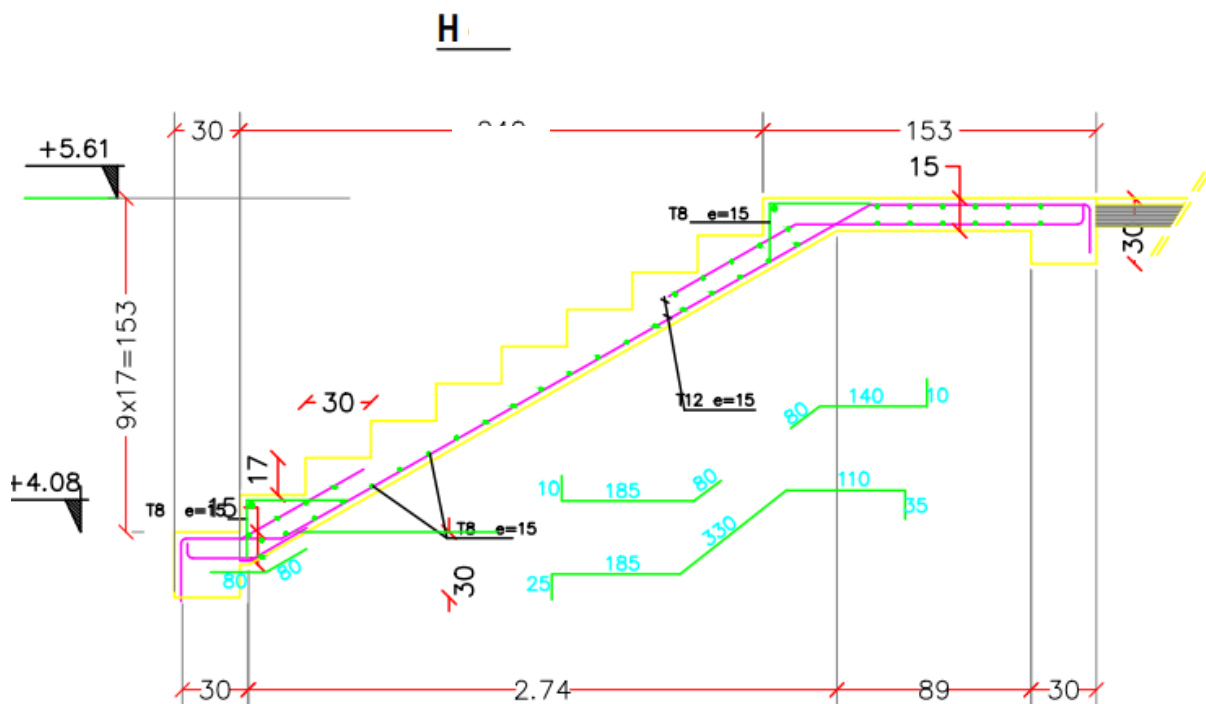


Figure .39. Ferrillage des Escalier

## V.1.2.6. Étude de la poutre palière

### Dimensionnement :

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h_t \left\{ \begin{array}{l} \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{292}{15} \leq h \leq \frac{292}{10} \text{ on prend } h_t = 30\text{cm} \\ 0.4 h_t \leq b \leq 0.8 h_t \Rightarrow 12 \leq b \leq 24 \text{ on prend } b = 25\text{cm} \end{array} \right.$$

#### 1. Vérification des conditions RPA99 (version 2003) :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm } 25\text{cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ h_t \geq 30 \text{ cm} \Leftrightarrow 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h_t}{b} \leq 4 \Leftrightarrow \frac{30}{25} = 1.2 < 4 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

Suivant R.P.A :  $\min(h, b) > 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.}$

#### 3. Charge supportée par la poutre :

Poids propre de la poutre palier :  $0,3 \times 0,25 \times 25 = 1.87 \text{ KN/m}$

Réaction du palier sur la poutre :  $R_{BU} = 21.52 \text{ KN/m.}$

$RBS = 15.44 \text{ KN/m.}$

$Q = 2,5 \text{ KN/m}$

On a :  $q_u = 1,35 \times 1.87 + 1,5 \times 2,5 + 21.52 = 27.79 \text{ KN/m}$

$q_{ser} = 1.87 + 2,5 + 15.44 = 19.87 \text{ KN/m}$

#### 4. Calcul des sollicitations

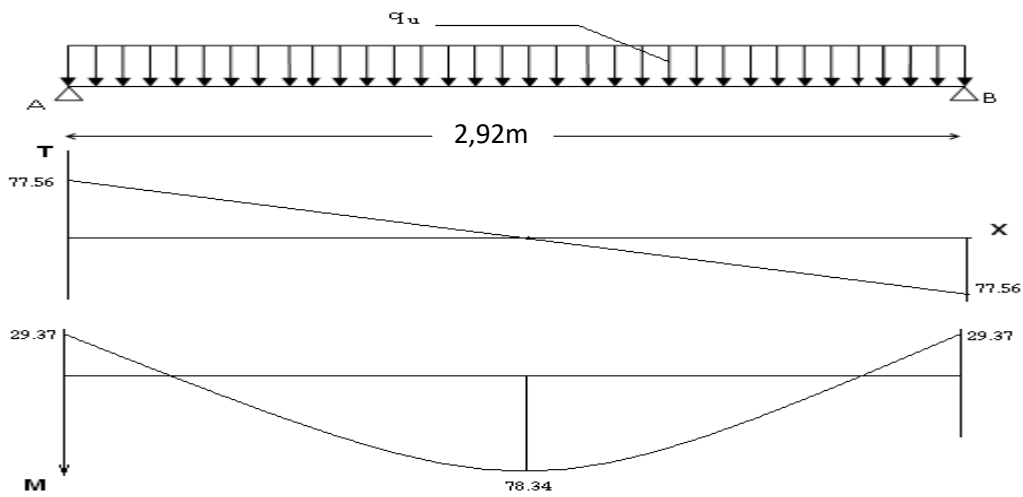
##### a. E.L.U

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = 29.62 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0,75 \cdot M_0 = 22.21 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,5 \cdot M_0 = 14.81 \text{ KN.m.}$$

$$T_x = q_l / 2 = (27.79 \times 2,92) / 2 = 40.57 \text{ KN}$$



**Figure.40.** Diagrammes des (M et T) de la poutre palière

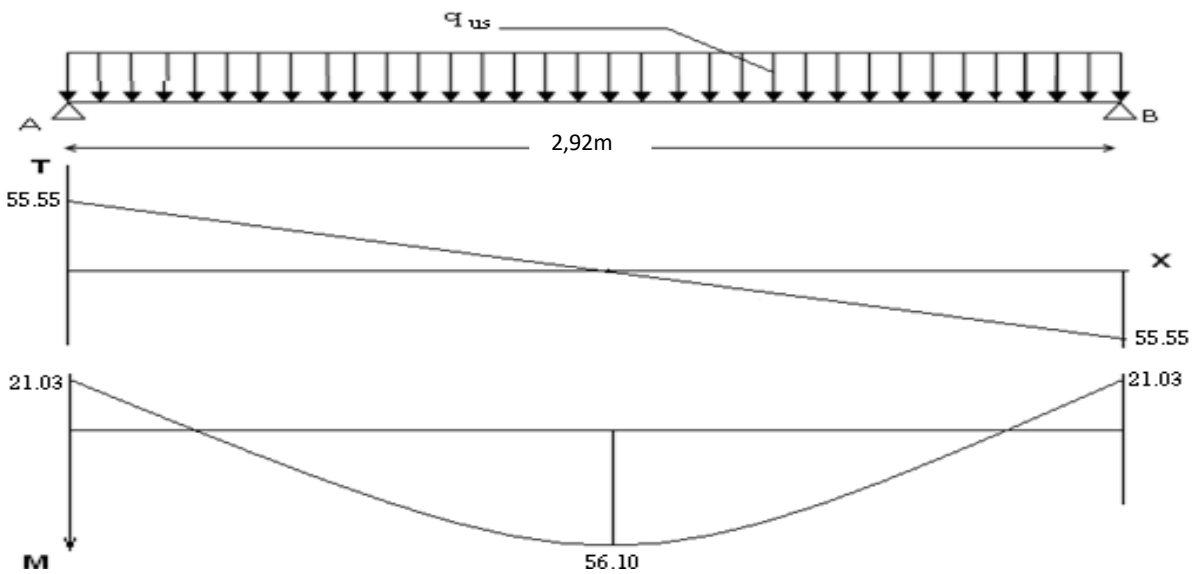
### b.2 E.L.S

$$M_0 = \frac{q_{us} l^2}{8} = 21.18 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0,75.M_0 = 15.88 \text{KN.m}$$

$$M_a = 0,5.M_0 = 10.59 \text{KN.m.}$$

$$T_x = q_{us} l / 2 = (19.87 * 2,92) / 2 = 29.01 \text{ KN}$$



**Figure.41.** Diagrammes des (M et T) de la poutre palière.

#### IV.1.2.7. Calcul du ferrailage

##### a. E.L.U :

##### a.1 En travée

$$\mu = \frac{22,21 \times 10^3}{100 \times (14)^2 \times 14,17} = 0,08 < \mu l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,10$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,96$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{22210}{0,9 \times 14 \times 348} = 4,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} (A_{cal} ; A_{\min}) = 4,75 \text{ cm}^2$$

Choix : 5T12

##### a.2 En appui :

$$\mu = \frac{14,81 \times 10^3}{100 \times (14,)^2 \times 14,17} = 0,05 < \mu l = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,06$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,98$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

$$A = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{14810}{0,98 \times 14 \times 348} = 3,10 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 3,10 \text{ cm}^2$$

Choix : 3T12

**b. E.L.S :**

$$\left. \begin{array}{l} \text{Fissuration n peu nuisible} \\ \text{Section rectangulaire} \\ \text{Flexion simple} \\ \text{FE400} \end{array} \right\} \text{ Si } \alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \Rightarrow \sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

**b.1 En travée :**

$$\gamma = 1,39$$

$$\alpha = 0,10 < 0,44 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

**b.2 En appui :**

$$\alpha = 0,06 < 0,44 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à E.L.U conviennent à E.L.S.

• **Vérification l'effort tranchant:**

$$T_{\max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = 40,57 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_o \cdot d} = 0,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_\ell = \min \left( \frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,33 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa.} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Armatures transversales :**

$$\phi = \min \begin{cases} h/35 = 128,5 \text{ mm} \\ b/10 = 35 \text{ mm} \\ \phi_\ell = 14 \text{ mm} \end{cases}$$

Soit  $\phi = 8 \text{ mm}$

Choix : 2T8  $\rightarrow 1,00 \text{ m}^2$

• Calcul de l'espacement :

$$\delta_t \leq \min \begin{cases} \min (0,9 d , 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \\ \frac{A_t \cdot f_e}{b_o \cdot 0,4} = 16,78 \text{ cm.} \\ \frac{A_t \cdot 0,3 f_e}{b_o \cdot \gamma_s (\tau_u - 0,3 \cdot f_{t28})} = 23,88 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit  $\delta_t = 15 \text{ cm}$ .

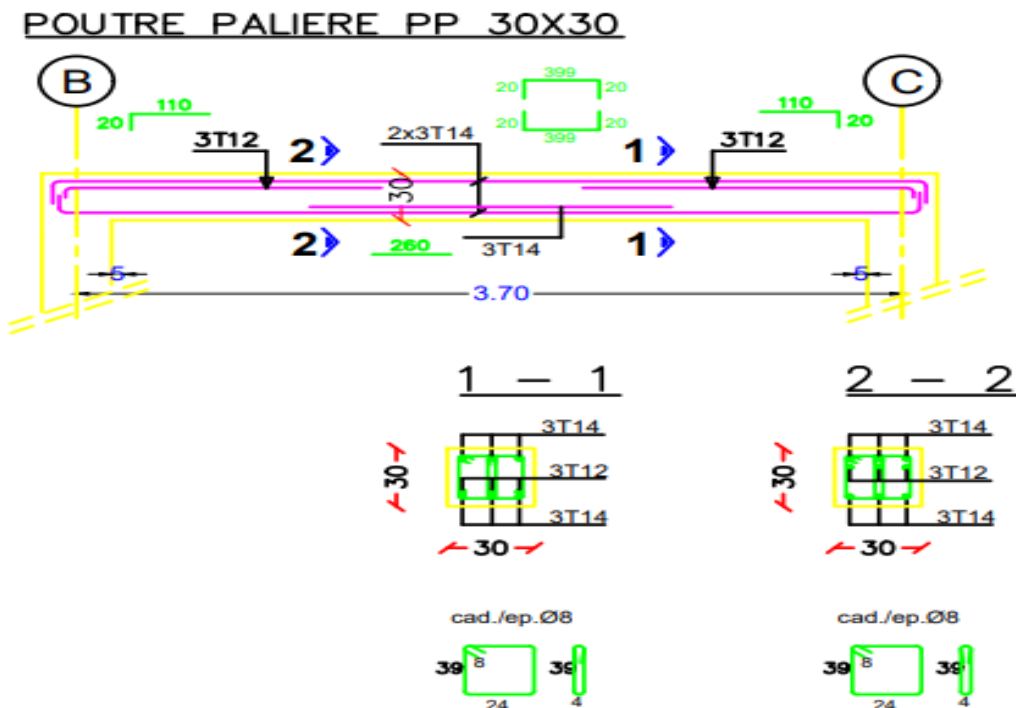


Figure.42.Coup de Poutre palière.

**CHAPITRE V :**

# **Etude sismique**

# CHAPITRE V :

## Etude sismique

### V.1.Introduction

Vu que l'activité sismique peut se produire à tout moment, provoquant d'importants dégâts humains et matériels, les structures doivent être conçues et construites de manière adéquate afin de résister à ses secousses sismiques, toute en respectant les recommandations des règlements parasismiques.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**.

### V.2. Etude sismique

L'analyse dynamique nécessite toujours initialement de créer un modèle de calcul représentant la structure. Ce modèle introduit en suite dans un programme de calcul dynamique permet la détermination de ses modes propre de vibrations et des efforts engendrés par l'action sismique.

#### V.2.1Modélisation

Notre structure sera représentée par un modèle tridimensionnel encastré à la base, où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois degrés de liberté (2 translations horizontales, et une rotation d'axe vertical) (**4.3.2 RPA99/v2003**).

##### 2.1.1 Modélisation de la masse

- La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation  $(G+\beta Q)$  imposée par **tableau 4.5 RPA99 version 2003** avec  $(\beta=0,2)$  pour un bâtiment à usage d'habitation. (mass source).
- La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir  $25kN/m^3$ .
- La charge de l'acrotère et des murs extérieurs et intérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

### 2.1.2 Modélisation de la structure étudiée :

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **Auto desk Robot Structural Analyses Professional 2016** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

#### a) Présentation du logiciel

Robot Bat est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures.

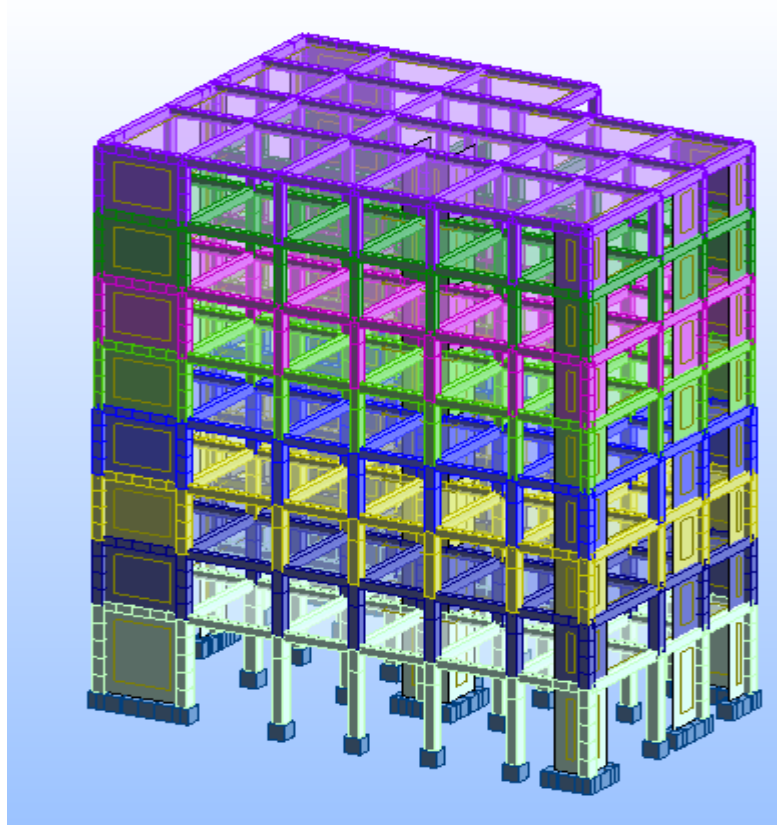
Ce système qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle.
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure.
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier structure».
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moment fléchissant M, effort tranchant T, efforts normales, contraintes  $\sigma$ ...).

#### b) Etapes de modélisation

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan de travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- Choix de l'unité du travail ; KN et m ;
- Création graphique du modèle en utilisant l'interface du Robot Bat (**voir figure V.1**) :



**Figure.43.** Modélisation de la structure par l'interface de robot bat.

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres, les voiles et les dalles pleines par des panneaux.

- On introduit les propriétés du matériau utilisé : les propriétés du béton (voir chapitre I)
- On introduit les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé (voir chapitre II)
- On introduit les conditions aux limites.
  - ✓ **Détermination des charges :** pour notre cas, on a trois types :
    - **Charge permanente G :** Contient le poids total de la structure et la charge permanente distribuée par les planchers aux poutres principales et secondaire ainsi que la poussée des terres pour les voiles périphériques du sous-sol.
    - **Charges d'exploitation Q :** Les charges d'exploitations distribuées par les planchers aux poutres.
    - **Les forces sismiques E :** contient les masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau et le spectre dans les trois sens(X, Y et Z)
  - ✓ **Détermination des combinaisons de charges :**

- 1)  $1.35G + 1.5Q$
- 2)  $G + Q$
- 3)  $0.8G + E$
- 4)  $0.8G - E$
- 5)  $G + Q + E$
- 6)  $G + Q - E$

### **V.3.Choix de la méthode de calcul**

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir aux mieux le comportement réel de l'ouvrage.

Selon l'article 4.1.1 du RPA.99 (Version 2003), les forces sismiques peuvent être déterminées par trois méthodes :

- 1- La méthode statique équivalente.
- 2- La méthode d'analyse modale spectrale.
- 3- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

#### **V.3.1.Méthode statique équivalente**

##### **➤ Principe de la méthode :(RPA99 (version 2003)/4.2.1)**

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

Le R.P.A.99 (version2003) permet sous certaines conditions de faire les calculs par cette méthode, qui consiste à considérer la structure comme soumise à un effort tranchant à sa base donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

**A** : Coefficient d'accélération de zone ;

**D** : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

**Q** : Facteur de qualité ;

**R** : Coefficient de comportement et

**W** : Poids total de la structure.

➤ **Condition d'application :(4.1.2 RPA 99 version 2003)**

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

• **Régularité en plan :(3.5.1.a RPA99 version 2003)**

Selon l'article **(a, 1)**, la structure est irrégulière en plan.....condition pas vérifiée.

• **Régularité en élévation :(3.5.1.b RPA99 version 2003)**

Selon l'article **(b, 1)**, la structure est classée régulière en élévation....condition vérifiée.

- Outre ces conditions, la condition complémentaire suivante :

**Zone IIa** : groupe d'usage **2**, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m.

La hauteur de la structure est :  **$h = 25,50\text{m} > 23\text{ m}$** .....condition pas vérifiée.

**Conclusion**

➤ La méthode statique équivalente **n'est pas applicable**, dans ce cas on va appliquer la méthode dynamique.

### **V.3.2.Méthode dynamique modale spectrale**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Dans notre projet, une étude dynamique de la structure s'impose du fait que les conditions de régularité en plan ne sont pas satisfaites.

**Principe de la méthode :(RPA99 (version 2003)/4.3.1)**

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la repense totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \text{ et } T_K \leq 0.20\text{sec} \dots\dots (4-14) \text{ [RPA99 (version 2003)]}$$

N est le nombre de niveaux au-dessus de sol (N = 8 niveaux) et  $T_K$  la période du mode K.

$$\Rightarrow K \geq 3\sqrt{8} \Rightarrow K \geq 7 \text{ modes}$$

- **Résultante des forces sismiques de calcul**

L'une des premières vérifications préconisée par le "RPA99 version 2003" est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet 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 déterminées par la méthode statique équivalente " $V$ " pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si  $V_t < 0,8V$ , il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,.....) dans le rapport  $\frac{0,8V}{V_t}$ .

- Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente

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

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots\dots\dots (4-1) \text{ [RPA99 (version 2003)]}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone (RPA 99 version 2003/tableau 4.1) ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

Q : Facteur de qualité (RPA99version 2003/tableau 4.4) ;

R : Coefficient de comportement (RPA99version 2003/tableau 4.3) ;

W : Poids total de la structure

**a. Coefficient d'accélération de zone A**

Donné par (Tableau 4.1p34 RPA 99 ver 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

- Zone sismique : **IIa** (wilaya de Mostaganem)
  - Groupe d'usage : **2**(Ouvrage courants ou d'importance moyenne)
- } → **A = 0.15**

**b. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D**

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ( $\eta$ ) et de la période fondamentale de la structure ( $T$ ).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \dots\dots\dots (4-2)[\text{RPA99 (version 2003)}] \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases}$$

Avec :

**T<sub>2</sub>** : Période caractéristique associée à la catégorie du site.

**η** : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$$

Où :  $\xi$  est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donné par le (Tableau 4.2 RPA 99ver 2003)

Portique en béton armé, remplissage dense  $\Rightarrow \xi = 7\%$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7 / (2 + 7)} = 0.882 \geq 0.7 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Site meuble (S<sub>3</sub>)  $\Rightarrow T_2 = 0.50s$  (Tableau 4.7 RPA99ver2003)

Estimation de la période fondamentale de la structure ( $T$ )

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

- Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

$$T = \min \left( T = C_T \times h_N^{3/4}, T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

$h_N$  : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau qui est égale à 25,50m

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$D_x = 21,78\text{m}, \quad D_y = 15,84 \text{ m}$$

$C_T$ : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage

(Tableau 4.6 RPA 99 ver 2003)

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA  $\Rightarrow C_T = 0.05$

$$T' = 0.05 \times (25,50)^{3/4} \Rightarrow T = 0,56\text{s}$$

$$T''_x = 0.09 \frac{25,50}{\sqrt{21,78}} = 0,49\text{s}$$

$$T''_y = 0.09 \frac{25,50}{\sqrt{15,84}} = 0,57\text{s}$$

$$T_x = \min (0,56 ; 0,49) = 0,49\text{s}$$

$$T_y = \min (0,56 ; 0,57) = 0,56$$

$$T_2 \leq T_x \leq 3,0\text{s} \Rightarrow D_x = 2.5 \eta (T_2 / 3)^{2/3} (3 / T)^{5/3} \Rightarrow D_x = 6.20$$

$$T_2 \leq T_y \leq 3,0\text{s} \Rightarrow D_y = 2,5 \times 0,88 (0,40 / 0,57)^{2/3} = 1,74$$

### c. Coefficient de comportement R

Portiques contreventés par des voiles  $\Rightarrow R = 3,5$  (RPA99 ver2003 tableau 4.4)

### d. Facteur de qualité Q

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation

- la qualité de contrôle de la construction

La valeur de  $Q$  est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \dots\dots\dots 4.4 \text{ (RPA 99/version 2003)}$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité  $q$  "est satisfait ou non ".

Sa valeur est donné par le tableau 4.4 (RPA 99/version 2003).

**Tableau1.13** : Valeurs des pénalités  $P_q$ .

Critère q	Observée (O/N)	Pq // xx	Observée (O/N)	Pq // yy
Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
Redondance en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0,05	Non	0,05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0,1	Non	0,1

$$Q = 1 + \Sigma P_q = 1 + 0.30 = 1.30$$

$$Q = Q_x = Q_y = 1.30$$

**e. Calcul du poids de la structure W**

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i$$

$W_i$  Étant donné par :  $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \dots\dots\dots \text{(RPA99ver2003/formule 4.5)}$

Avec :

$W_i$  : Le poids concentré au niveau du centre masse du plancher "  $i$  " ;

$W_{Gi}$  : Le poids dû aux charges permanentes de la structure au niveau "  $i$  " ;

$W_{Qi}$  : Surcharges d'exploitation au niveau "  $i$  " ;

$B$  : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

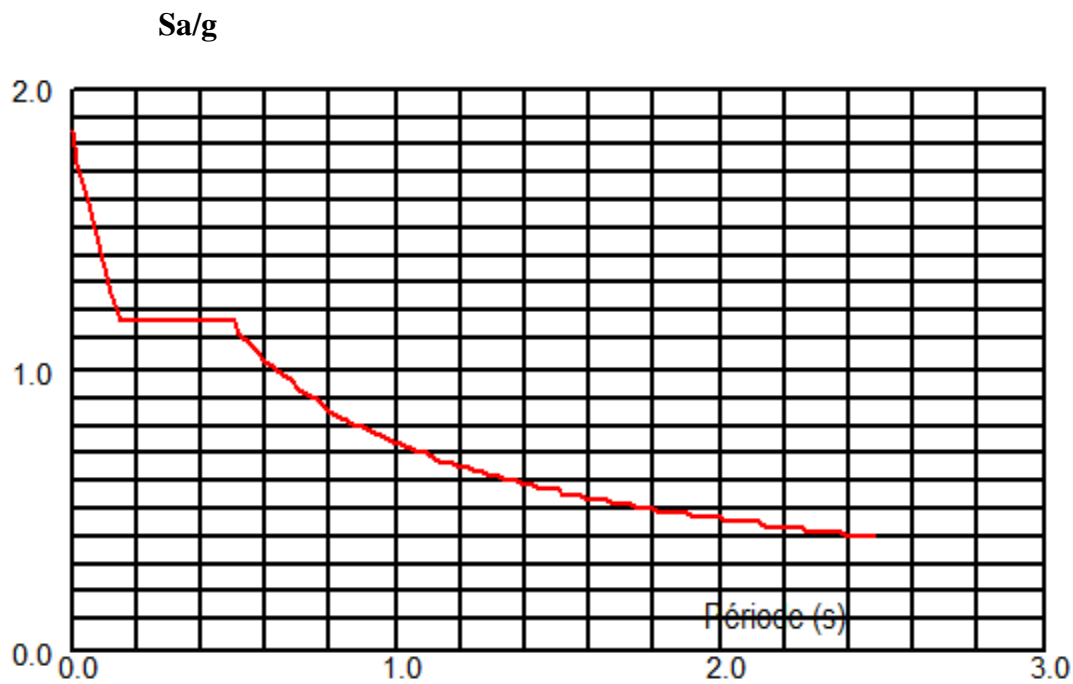
$\beta = 0,2$  (bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés). (Tableau 4.5) [RPA99ver2003]

➤ **Spectre de réponse de calcul**

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul, comme il est indiqué dans l'article : 4.3.3 du RPA 99 / version 2003 :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1\right)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R}\right) & T \geq 3,0s \end{cases} \dots\dots(RPA99ver2003/formule 4.13)$$

**Représentation graphique du spectre de réponse**



**Figure .44.** Spectre de réponse.

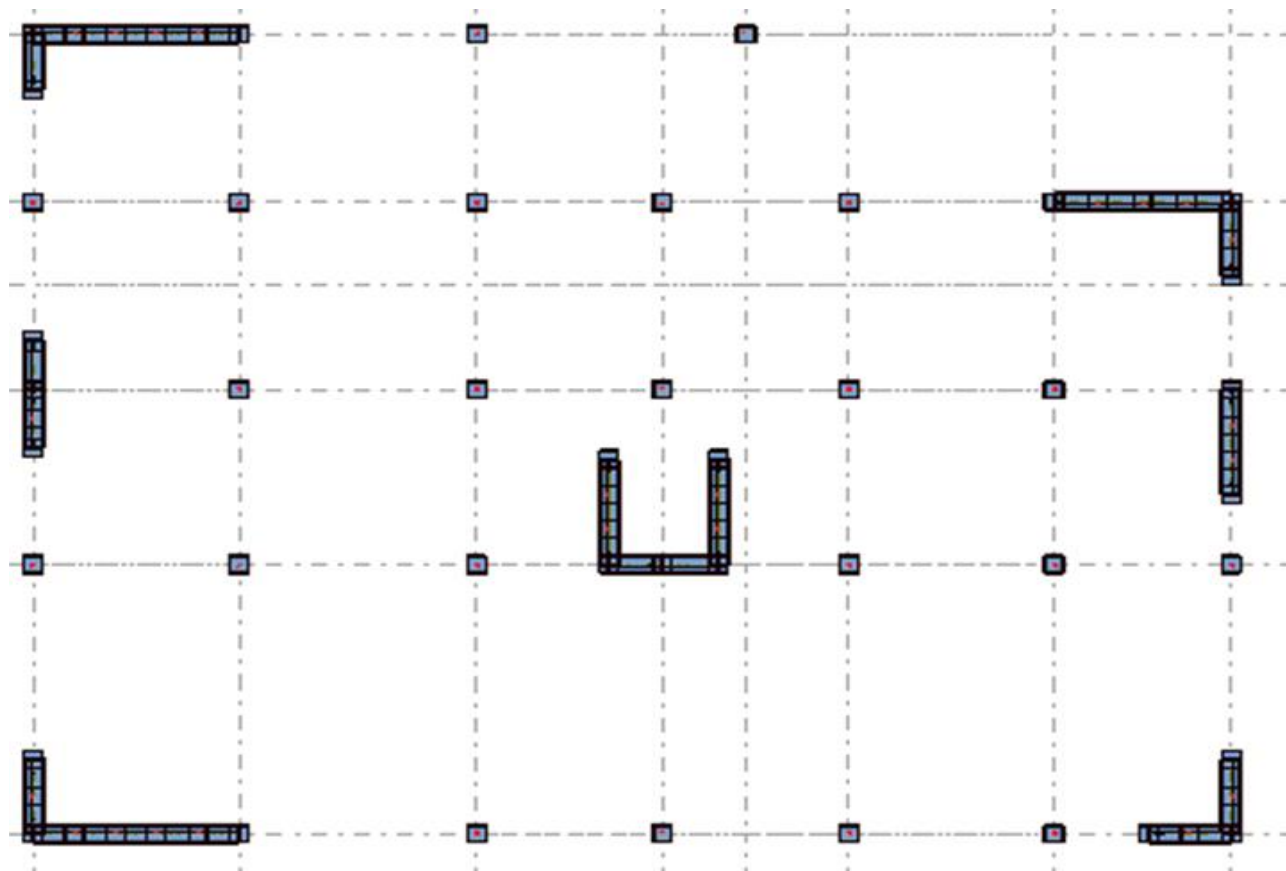
Avec :

**$S_a / g$**  : Accélération spectrale

**$g$**  : accélération de la pesanteur, ( $g = 9,81N$ )

**$T$**  : Période fondamentale de la structure.

**.Résultats de l'analyse dynamique :**



**Figure.45.** Disposition des voiles.

**□ Caractéristiques dynamique propres:**

**Tableau .14:** Période et facteurs de participation massique.

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Mass e Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Tot.mas.U X [kg]	Tot.mas.U Y [kg]
6/ 1	1,75	0,57	0,28	73,01	0,28	73,01	1385210,72	1385210,72
6/ 2	2,38	0,42	68,10	73,65	67,82	0,64	1385210,72	1385210,72
6/ 3	2,89	0,35	71,42	75,00	3,32	1,35	1385210,72	1385210,72
6/ 4	6,35	0,16	71,45	90,12	0,03	15,12	1385210,72	1385210,72
6/ 5	9,90	0,10	88,07	90,18	16,62	0,06	1385210,72	1385210,72
6/ 6	11,92	0,08	90,51	90,21	2,43	0,03	1385210,72	1385210,72
6/ 7	13,82	0,07	90,52	95,76	0,01	5,55	1385210,72	1385210,72
6/ 8	16,14	0,06	90,57	95,77	0,04	0,01	1385210,72	1385210,72

## ➤ Constats

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

- Une période fondamentale :  $T=0.57s$ .
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8<sup>ème</sup> mode.
- Le 1<sup>er</sup> mode est mode de translation parallèlement à Y-Y.
- Le 2<sup>ème</sup> mode est mode de translation parallèlement à X-X.
- Le 3<sup>ème</sup> mode est un mode de torsion

→ **Vérification de la période:** [Article A.4.2.4.4/RPA99,V2003]

La valeur de (T) calculée à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empirique sa propriétés de plus de 30%.

$$T_{dynamique}=0,57s < 1,3T_{statique}=1,3 \times 0,56 = 0,728s \quad \square \text{ Condition vérifiée.}$$

**La résultante de la force sismique:** [Article 4.3.6/RPA99,V2003]

Après l'interprétation des résultats du fichier ROBOT, la résultante des force sismiques à la base est égale à:

**Soit :**

$$V(\text{statique}) = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

**Tableau 15 :** Tableau récapitulatif du calcul de la force sismique statique.

A	D		Q		R	W [KN]	Vstatique[KN]	
	D <sub>x</sub>	D <sub>y</sub>	Q <sub>x</sub>	Q <sub>y</sub>			Vstatique <sub>x</sub>	Vstatique <sub>y</sub>
0,15	6.20	1,74	1,35	1,35	3,5	13852,1	1501,96	1501,96

## ➤ Caractéristiques géométriques des voiles

On a opté dans le pré dimensionnement pour une épaisseur des voiles

- $V_1 = 3.76m$  ;  $e = 20cm$ .
- $V_2 = 3.23m$  ;  $e = 20cm$ .
- $V_3 = 2,20m$  ;  $e = 20cm$ .
- $V_4 = 2,10$  ;  $e = 20cm$ .
- $V_5 = 2.00$  ;  $e = 20 cm$ .

- $V_6 = 1.50$  ;  $e = 20\text{cm}$ .

D'après le fichier des résultats donnés par le logiciel **ROBOT** on a:

**Tableau16:** Tableau de vérification de la résultante de la force sismique.

	<b>0,80Vstatique[ KN]</b>	<b>Vdynamique[ KN]</b>	<b>Vdynamique<math>\geq</math>0,80Vst atique</b>
<b>Sens X-X</b>	1201,57	<b>1307,69</b>	Condition vérifiée
<b>Sens Y-Y</b>	1201,57	<b>1263,43</b>	Condition vérifiée

**Tableau.17 :** Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur.

<b>X-X</b>								
ETAGE	HE	HCUM	WPCUM	WP/ETAGE	WiHi	SOM WiHi	F KN	V KN
1	4,08	4,08	17083,0213	3027,8825	12353,76	12353,76	-176,949	<b>-2523,63</b>
2	3,06	7,14	14055,1388	3027,8825	21619,08	21619,08	-309,661	<b>-2346,68</b>
3	3,06	10,2	11027,2563	3027,8825	30884,4	30884,4	-442,373	<b>-2037,02</b>
4	3,06	13,26	7999,3738	3027,8825	40149,72	40149,72	-575,085	<b>-1594,65</b>
5	3,06	16,32	4971,4913	3027,8825	49415,04	49415,04	-707,797	<b>-1019,56</b>
6	3,06	19,38	1943,6088	3027,8825	58680,36	58680,36	-840,509	<b>-311,77</b>
7	3,06	22,44	-1084,2737	3027,8825	67945,68	67945,68	-973,221	<b>528,74</b>
8	3,06	25,5	-4112,1562	-4112,156	-104860	-104860	1501,96	<b>1501,96</b>
							-2523,63	

<b>Y-Y</b>								
ETAGE	HE	HCUM	WPCUM	WP /ETAGE	WJHJ	SOMME WIHI	F kn	V KN
1	4,08	4,08	17083,0213	3027,8825	12353,76	12353,76	-176,949	<b>-2523,63</b>
2	3,06	7,14	14055,1388	3027,8825	21619,08	21619,08	-309,661	<b>-2346,68</b>
3	3,06	10,2	11027,2563	3027,8825	30884,4	30884,4	-442,373	<b>-2037,02</b>
4	3,06	13,26	7999,3738	3027,8825	40149,72	40149,72	-575,085	<b>-1594,65</b>
5	3,06	16,32	4971,4913	3027,8825	49415,04	49415,04	-707,797	<b>-1019,56</b>
6	3,06	19,38	1943,6088	3027,8825	58680,36	58680,36	-840,509	<b>-311,77</b>
7	3,06	22,44	-1084,2737	3027,8825	67945,68	67945,68	-973,221	<b>528,74</b>
8	3,06	25,5	-4112,1562	-4112,156	-104860	-104860	1501,96	<b>1501,96</b>

-2523,63

➤ **Calcul et vérification des déplacements**

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99**, concerne les déplacements latéraux inter étages. En effet, selon l'article **4.4.3** et **5.10** du **RPA99 version 2003** l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :  $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$  et  $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec :

$$\delta_K^x = R \delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R \delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

$\Delta_K^x$  : Correspond au déplacement relatif au niveau  $K$  par rapport au niveau  $K-1$  dans le sens  $x$ - $x$  (dans le sens  $y$ - $y$ ,  $\Delta_K^y$ ).

$\delta_{eK}^x$  : le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau  $K$  dans le sens  $x$ - $x$  obtenu par Robot Bat 2016 (dans le sens  $y$ - $y$ ,  $\delta_{eK}^y$ )

**R** : Coefficient de comportement de la structure.

Déplacement relatif admissible (toléré) :  $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

Où :  $h_e$  représente la hauteur de l'étage.

✓ vérification du déplacement relatif de tous les niveaux est effectuée sur le tableau suivant :

**Tableaux .18** : Déplacement relatif de tous les niveaux.

Niveaux	h (mm)	$\delta_{ekx}$ (mm)	$\delta_{eky}$ (mm)	$\delta_{kx} = R^* \delta_{ekx}$ (mm)	$\delta_{ky} = R^* \delta_{eky}$ (mm)	$\Delta_{kx} = \delta_{kx} - \delta_{k-1x}$ (mm)	$\Delta_{ky} = \delta_{ky} - \delta_{k-1y}$ (mm)	0,01h (mm)	Observation $\Delta_{kx} < 0,01h$	Observation $\Delta_{ky} < 0,01h$
8étage	3060	0,2	0,4	1	2	-0,5	-1	30	vérifiée	vérifiée
7étage	3060	0,3	0,6	1,5	3	-0,5	-0,5	30	vérifiée	vérifiée
6 étage	3060	0,4	0,7	2	3,5	0	-0,5	30,6	vérifiée	vérifiée
5 étage	3060	0,4	0,8	2	4	-0,5	0	30,6	vérifiée	vérifiée
4 étage	3060	0,5	0,8	2,5	4	0	0	30,6	vérifiée	vérifiée
3 étage	3060	0,5	0,8	2,5	4	0	0,5	30,6	vérifiée	vérifiée
2 étage	3060	0,5	0,7	2,5	3,5	0	0	30,6	vérifiée	vérifiée
1 étage	4080	0,5	0,7	2,5	3,5	2,5	3,5	40,8	vérifiée	vérifiée

➤ **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : (A.5.9 RPA99 ver 2003)**

Les effets du second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

$P_k$  = poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k.

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

$\Delta_k$  : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1)

$h_k$  : Hauteur de l'étage k

$V_k$  : Effort tranchant d'étage au niveau k

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i \Rightarrow F_i = \frac{w \times h_i \times (v_t - F_t)}{\sum w_i \times h_i}$$

Avec :

$W_i$  : Poids propre de l'étage ;

$h_i$  : Hauteur cumulée à la base de la structure ;

$v_t$  : Force sismique totale.

Avec:

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \\ F_t = 0,07TV & \text{si } T > 0,7s \end{cases} \dots \text{(RPA99 ver2003/4.2.5)}$$

On a  $T = 0,49\text{sec} > 0,7\text{sec} \Rightarrow F_t = 0$

Remarque :

- Si :  $0.10 < \theta_k \leq 0.20$ , les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1° ordre par le facteur  $\frac{1}{(1-\theta_k)}$
- Si  $\theta_k > 0.20$ , la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

➤ Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

**Tableaux.19** : Vérification de l'effort  $p\Delta$  :

<b>( P-Delta ) - Ex</b>							
<b>Niveau</b>	<b>Height mm</b>	<b>P kN</b>	<b>V<sub>x</sub> kN</b>	<b>U<sub>x</sub> mm</b>	<b>Δ<sub>x</sub> mm</b>	<b>Θ<sub>x</sub> 0,0141</b>	<b>check</b>
<b>ETAGE8</b>	<b>3060</b>	<b>166877</b>	<b>1307,69</b>	<b>0,2</b>	<b>0,2</b>	<b>0,00834</b>	<b>NO P-DELTA</b>
<b>ETAGE7</b>	<b>3060</b>	<b>169779</b>	<b>1277,8</b>	<b>0,5</b>	<b>0,3</b>	<b>0,01303</b>	<b>NO P-DELTA</b>
<b>ETAGE6</b>	<b>3006</b>	<b>168328</b>	<b>1213,83</b>	<b>0,8</b>	<b>0,4</b>	<b>0,01845</b>	<b>NO P-DELTA</b>
<b>ETAGE5</b>	<b>3060</b>	<b>168328</b>	<b>1118,19</b>	<b>1,3</b>	<b>0,4</b>	<b>0,01968</b>	<b>NO P-DELTA</b>
<b>ETAGE4</b>	<b>3060</b>	<b>168328</b>	<b>995,89</b>	<b>1,7</b>	<b>0,5</b>	<b>0,02762</b>	<b>NO P-DELTA</b>
<b>ETAGE3</b>	<b>3060</b>	<b>168328</b>	<b>844,54</b>	<b>2,2</b>	<b>0,5</b>	<b>0,03257</b>	<b>NO P-DELTA</b>
<b>ETAGE2</b>	<b>3060</b>	<b>167832</b>	<b>651,64</b>	<b>2,7</b>	<b>0,5</b>	<b>0,04208</b>	<b>NO P-DELTA</b>
<b>ETAGE1</b>	<b>4080</b>	<b>207409</b>	<b>398,69</b>	<b>3,1</b>	<b>0,5</b>	<b>0,06375</b>	<b>NO P-DELTA</b>

<b>( P-Delta ) - EY</b>							
<b>Niveau</b>	<b>Height mm</b>	<b>P kN</b>	<b>V<sub>y</sub> kN</b>	<b>U<sub>y</sub> mm</b>	<b>Δ<sub>y</sub> mm</b>	<b>Θ<sub>y</sub> 0,0141</b>	<b>check</b>
<b>ETAGE8</b>	<b>3060</b>	<b>166877</b>	<b>1263,43</b>	<b>0,4</b>	<b>0,4</b>	<b>0,01727</b>	<b>NO P-DELTA</b>
<b>ETAGE7</b>	<b>3060</b>	<b>169779</b>	<b>1231,38</b>	<b>1</b>	<b>0,6</b>	<b>0,02703</b>	<b>NO P-DELTA</b>
<b>ETAGE6</b>	<b>3060</b>	<b>168328</b>	<b>1167,03</b>	<b>1,7</b>	<b>0,7</b>	<b>0,033</b>	<b>NO P-DELTA</b>
<b>ETAGE5</b>	<b>3060</b>	<b>168328</b>	<b>1074,75</b>	<b>2,5</b>	<b>0,8</b>	<b>0,04095</b>	<b>NO P-DELTA</b>
<b>ETAGE4</b>	<b>3060</b>	<b>168328</b>	<b>951,61</b>	<b>3,2</b>	<b>0,8</b>	<b>0,04625</b>	<b>NO P-DELTA</b>
<b>ETAGE3</b>	<b>3060</b>	<b>168328</b>	<b>795,32</b>	<b>4</b>	<b>0,8</b>	<b>0,05533</b>	<b>NO P-DELTA</b>
<b>ETAGE2</b>	<b>3060</b>	<b>167832</b>	<b>607,89</b>	<b>4,7</b>	<b>0,7</b>	<b>0,06316</b>	<b>NO P-DELTA</b>
<b>ETAGE1</b>	<b>4080</b>	<b>207409</b>	<b>374,19</b>	<b>5,4</b>	<b>0,7</b>	<b>0,0951</b>	<b>NO P-DELTA</b>

D'après le tableau ci-dessus :

$\theta < 0.1$  l'effet  $P-\Delta$  est négligeable

Donc l'effet  $P-\Delta$  est négligeable pour les deux directions.

### Conclusion

L'étude sismique nous a permis d'entreprendre plusieurs vérifications visant à une conception et un comportement parasismique optimal de notre structure et cela par une disposition adéquate des voiles assurant le contreventement de notre bâtiment

On peut énumérer les étapes essentielles élaborées lors de cette étude :

- ◆ déterminer les modes propres de telle manière a ce que la 1<sup>er</sup> et 2<sup>ème</sup> mode soit transrationalnel, la 3<sup>ème</sup> torsion éventuellement aussi à vérifier les périodes fondamentales correspondantes ainsi que la sommation des participations massiques cumulés
- ◆ Vérifier l'effort tranchant à la base obtenu par l'approche statique équivalente est spécifié comme l'effort tranchant minimal à la base ( $=0,8.V_{\text{statique}}$ ), avec l'amplification de ce obtenu par l'analyse dynamique qui est ajustée par rapport à la valeur obtenue par le calcul statique équivalent s'il été inférieur.
- ◆ Vérifier le déplacement inter-étage qui est un l'indice de la flexibilité de notre modèle a chaque étage.
- ◆ Vérifier l'effet  $P-\Delta$  pour la stabilité de structure vis-à-vis de moment du 2<sup>ème</sup> ordre.

Ces critères sont vérifiés pour le modèle parasismique adopté.



**CHAPITRE:VI**  
**ETUDE DES PORTIQUES**

# CHAPITRE:

## ETUDE DES PORTIQUES

### VI.1. Introduction

Notre structure est un ensemble de poteaux (verticaux), poutres (horizontaux) et voiles, ils sont capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Le calcul de leurs armatures longitudinales et transversales dans les poutres et poteaux est effectué en considérant les sollicitations dues aux charges gravitaires (charges permanentes et d'exploitations) et sismiques selon les combinaisons d'actions définies dans les deux règlements de calcul utilisée à cette effet, à savoir le règlement de calcul [BAEL91] ; et le règlement [RPA99/Version 2003].

### VI.2. Ferrailage des portiques

#### VI.2.1. Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont noté comme suit:

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

#### ➤ Combinaisons prises en compte :

BAEL 91 : Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires;

$$1,35G + 1,5Q \longrightarrow \text{E.L.U.}$$

$$G + P \longrightarrow \text{E.L.S.}$$

#### ➤ Pour les poutres et poteaux :

$$1,35G + 1,5Q \quad \left. \begin{array}{l} G + Q \\ G + Q + Ex \\ G + Q + Ey \\ 0,8G \pm Ex \\ 0,8G \pm Ey \end{array} \right\} \text{ Combinaisons fondamentales [BAEL91].}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q + Ex \\ G + Q + Ey \\ 0,8G \pm Ex \\ 0,8G \pm Ey \end{array} \right\} \text{ Combinaisons accidentelles [RPA99/V2003].}$$

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel

« **ROBOT** ».

## VI.2.2. Ferrailage des poutres :

On distingue deux types des poutres :

- Poutres principales : (30x45) cm<sup>2</sup>.
- Poutres secondaires: (30x35) cm<sup>2</sup>.

### ➤ Ferrailage réglementaire :

Recommandation du [RPA99/V2003]

#### a) Armatures longitudinales : [Article7.5.2.1]

- Armatures minimales : 0,5 % B en toute section et en zone IIa,
- Armatures maximale 4 % B => zone courante ; 6 % B => zone de recouvrement.
- Longueur de recouvrement est de 40 Ø pour la zone IIa.

**Avec :**

B = la section de la poutre.

#### b) Armatures transversales : [Article7.5.2.2]

- ✓ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t\min} = 0.003 \times S \times b$$

**Avec :**

b : Largeur de la section

S : L'espacement des armatures transversales.

- ✓ L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :
- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :  
$$S = \min \left( \frac{h}{4} ; 12 \times \sigma \right) \text{ ou } S = \min (h/4; 12\phi)$$
  - En dehors de la zone nodale :  $s \leq \frac{h}{2}$  ou  $S = \frac{h}{2}$

Règlement [BAEL91/Article6.1]

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d \Rightarrow \text{Pour les armatures tendues.}$$

### ➤ Les sollicitations des poutres :

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

**Tableau .20 :** Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants.

Combinaisons	Sollicitations	Poutres principales (30x45)	Poutres secondaires (30x40)
<b>E.L.U</b> (1,35G+1,5Q)	M <sub>t</sub> [kN.m]	81,60	58,09
	N [kN]	0	0
	M <sub>a</sub> [kN.m]	-109,72	-63,94
	N [kN]	0	0
<b>E.L.S (G+Q)</b>	M <sub>t</sub> [kN.m]	60,17	42,63
	N [kN]	0	0
	M <sub>a</sub> [kN.m]	-80,22	-46,80
	N [kN]	0	0
<b>A.C.C</b> (G+Q±E) (0,8 G ± E)	M <sub>t</sub> [kN.m]	69,24	61,18
	N [kN]	0	0
	Ma [kN.m]	-115,91	-85,49
	N [kN]	0	0
<b>Effort Tranchant</b>	T [kN]	150,70	111,56

**1. Armatures longitudinales :**

- **Conditions imposées par le RPA99 (version 2003) :**

- Poutres principales :  $A_{\min} = 1,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires:  $A_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$

**2. Armatures transversales :**

- **Conditions imposées par le BAEL.91 :**

- Poutres principales :  $A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 30 \times 45 = 1,63 \text{ cm}^2$
- Poutres secondaires:  $A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 30 \times 40 = 1,44 \text{ cm}^2$

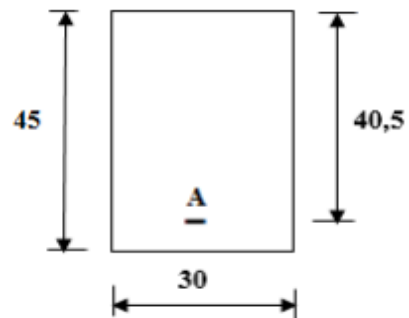
**Exemple de calcul :**

- **Ferrailage de la poutre principale (30x45) cm<sup>2</sup> :**

**a. En travée :**

- ✓ Etat limite ultime (E.L.U.) :

$$M_t^u = 81,60 \text{ kN.m}$$



**Figure .46.** Section de calcul en travée.

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{81600}{14,17 \times 30 \times 40,5^2} = 0,12 \text{ cm}^2$$

Avec :  $d = h - \frac{h}{10} = \text{cm}$

$\mu = < \mu_{AB} \Rightarrow A' N'$  existe pas

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_c}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,16$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,93$$

➤ **Détermination des armatures:**

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{81600}{348 \times 0,93 \times 40,5} = 6,22 \text{ cm}^2$$

✓ Etat limite de service (E.L.S.) :

$$M_t^{\text{ser}} = 60,17 \text{ KN.m}$$

Flexion simple Section rectangulaire avec $A' \neq \emptyset$ Acier FeE400 Fissuration peu nuisible	}	$\Rightarrow \alpha' \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
---	---	---

$$\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^{\text{ser}}} = \frac{81600}{60170} = 1,35$$

$$\alpha \leq \frac{1,35-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,42 > \alpha = 0,16 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

**Donc :** le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

**Situation accidentelle (ACC) :**

$$M_t^{\text{Acc}} = 69,24 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées:**

$$\mu = \frac{M_t^{Acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{69240}{18,48 \times 30 \times 40,5^2} = 0,076$$

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 18,48 \text{ MPa} \quad \text{avec} \quad \delta_b = 1,15 \text{ (situations accidentelles)}$$

$$\mu = 0,076 < \mu_{AB} = 0,379 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et}$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \delta_s = 1 \text{ (situations accidentelles)}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,098$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,961$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_t^{Acc} = \frac{M_t^{Acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{69240}{400 \times 0,961 \times 40,5} = 4,44 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(A_{cal}, A_{acc}, A_{min}) = 6,75 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5T14 A \longrightarrow 7,70 \text{ cm}^2$$

**b. En appuis**

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$M_a^u = -109,72 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{109720}{14,17 \times 30 \times 40,5^2} = 0,157$$

$$\mu = 0,157 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,215$$

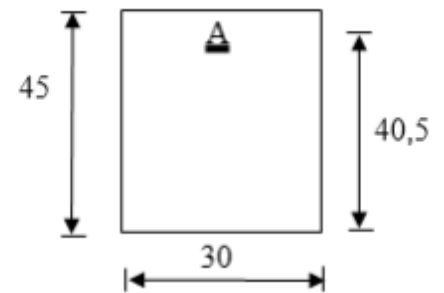
$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,914$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{109720}{400 \times 0,914 \times 40,5} = 7,41 \text{ cm}^2$$

✓ Etat limite de service (E.L.S) :

$$M_a^{\text{ser}} = -80,22 \text{ KN.m}$$



**Figure .47.** Section de calcul en appuis.

Flexion simple  
Section rectangulaire avec  $A' \neq \emptyset$   
Acier FeE400  
Fissuration peu nuisible

$$\Rightarrow \alpha^? \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{109720}{80220} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{1,37-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > \alpha = 0,215 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELUR convient pour l'ELS.

**Situation accidentelle (ACC) :**

$$M_a^{\text{Acc}} = -115,91 \text{ KN.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^{\text{Acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{11591}{18,48 \times 30 \times 40,5^2} = 0,0127$$

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\delta_b} = 18,48 \text{ MPa} \quad \text{avec} \quad \delta_b = 1,15 \text{ (situations accidentelles)}$$

$$\mu = 0,0127 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$\varepsilon_s > \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0159$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,994$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_a^{\text{Acc}} = \frac{M_a^{\text{Acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{115910}{400 \times 0,994 \times 40,5} = 7,27 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{acc}}, A_{\text{min}}) = 7,27 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des armatures :**

$$5T14A \longrightarrow 7,70 \text{ cm}^2$$

**Vérification de l'effort tranchant :**

$$T_u^{\text{max}} = 150,70 \text{ KN}$$

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :**

[CBA93/A.5.1.3]

$$T_u^{\text{max}} \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

Avec :

$$a = 0,9 \times d = 0,9 \times 40,5 \Rightarrow a = 36,45 \text{ cm}$$

$$T_u^{\text{max}} = 150700 \text{ N} \leq 0,267 \times 36,45 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 729911,25 \text{ N}$$

**Donc :** il n'ya pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis.

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales [Article CBA93/A.5.1.3.2] :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[ T_u^{\text{max}} + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} \right]$$

$$A_l = 7,70 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \times 10^{-2} \times \left[ 150700 + \frac{109720}{0,9 \times 40,5} \right] = 4,42 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne [Article CBA93/A.5.1.1/A.5.1.2.1.1] :**

$$\tau = \frac{T_u^{\text{max}}}{b \times d} = \frac{15070}{30 \times 40,5 \times 100} = 0,124 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau = 0,124 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

➤ **Section et écartement des armatures transversales  $A_t$ :**

- **Diamètre des armatures transversales : [Article BAEL91/4.2.3]**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{1\text{min}}\right)$$

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

On prend :  $\phi_t = 8 \text{ mm}$  de nuance d'acier FeE235  $\Rightarrow A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$

(1 cadre +1 étrier).

- **L'espacement des armatures transversales [Article CBA93/A.5.1.2.2/A.5.1.2.3] :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times k}{0,8 \times f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)} \Rightarrow \begin{cases} k = 1 \text{ (flexion simple)} \\ \alpha = 90^\circ \end{cases}$$

$$\delta_{t1} \leq \frac{0,80 \times A_t \times f_e}{b \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,80 \times 2,01 \times 235}{30 \times (0,88 - 0,3 \times 2,1)} = 50,38 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) = \min(36,45; 40) = 36,45 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} = \frac{2,01 \times 235}{0,4 \times 30} = 39,36 \text{ cm}$$

**Selon le RPA99 (version 2003)**

- **Zone nodale**

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

- **Zone courante**

$$\delta_{t5} \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \text{ cm} \Rightarrow \delta_{t5} = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} \delta_t = 10 \text{ cm} & \text{zone nodale} \\ \delta_t = 20 \text{ cm} & \text{zone courante} \end{cases}$$

➤ **Vérification des armatures transversales :**

• **Zone nodale**

$$A_t = 0,003 \times \delta_{t4} \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2$$

• **Zone courante**

$$A_t = 0,003 \times \delta_{t4} \times b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2$$

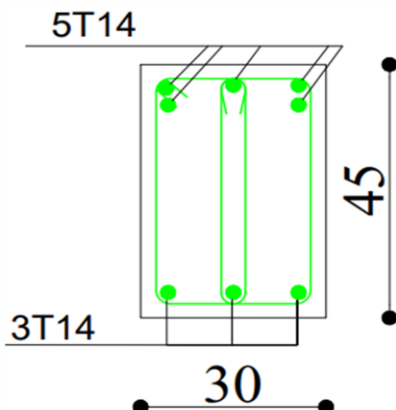
**Longueur de recouvrement :**  $L_r = 40 \phi_{\max}$

**Tableau.21 :** Tableau récapitulatif de ferrailages trouvé par SOCOTEC.

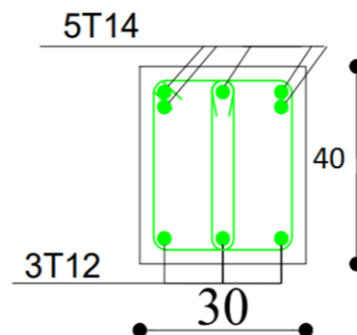
Types de poutres		A <sub>min</sub> [cm <sup>2</sup> ]		A <sub>cal</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Armatures choisies	A <sub>cor</sub> [cm <sup>2</sup> ]	Longueur de recouvrement [cm]
		BAEL	RPA				
Poutre principale	Travée	1,63	6,75	6,22	5T14	7,70	56
	Appuis			7,41	5T14	7,70	56
Poutre secondaire	Travée	1,44	6	5,7	6T12	6,79	56
	Appuis			6	5T14	6,16	56

**VI. 2.3. Dessins de ferrailages de la poutre principale et la poutre secondaire :**

*Poutre principal en appuis*



*Poutre secondaire en appuis*



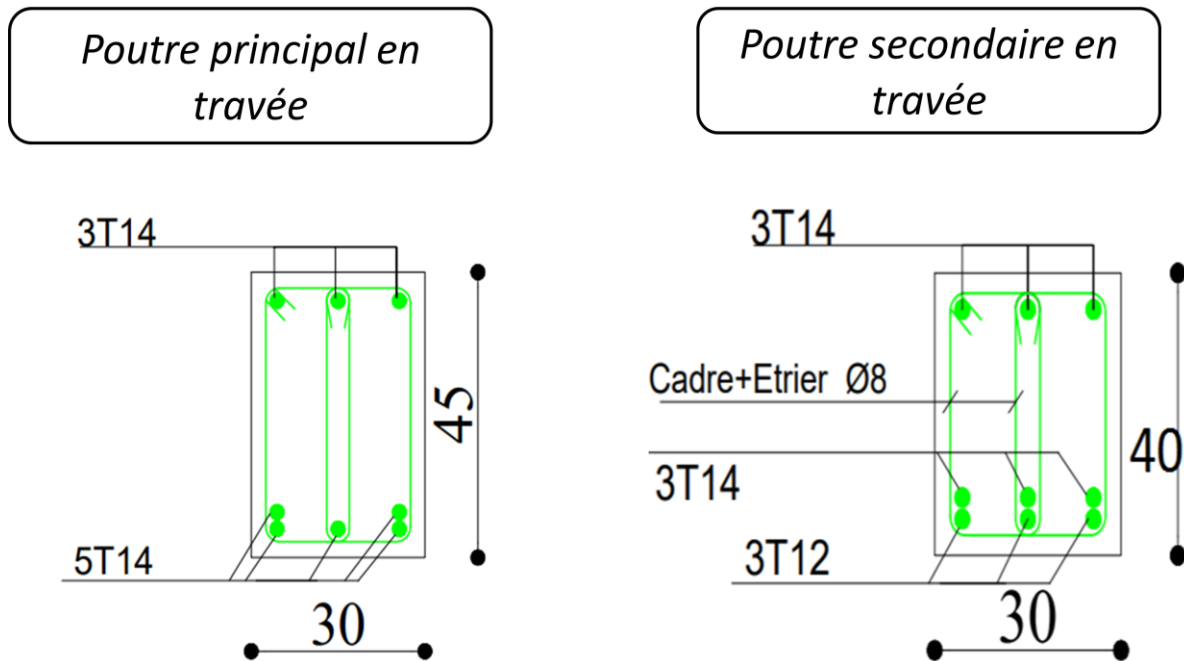


Figure .48.ferraillage de la poutre.

#### VI.2.4. Ferrailage des poteaux :

➤ **Définition :**

Les poteaux sont des éléments verticaux, constituant les éléments porteurs du système planchers poutres par point d'appuis isolés

➤ **Leurs rôles :**

- Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau) ;
- Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts horizontaux :
- Effet du vent ;
- Effet de la dissymétrie des charges ;
- Effet de changement de la température;
- Effet des efforts sismiques et
- Limiter l'encombrement (surfaces réduites des sections de poteaux).

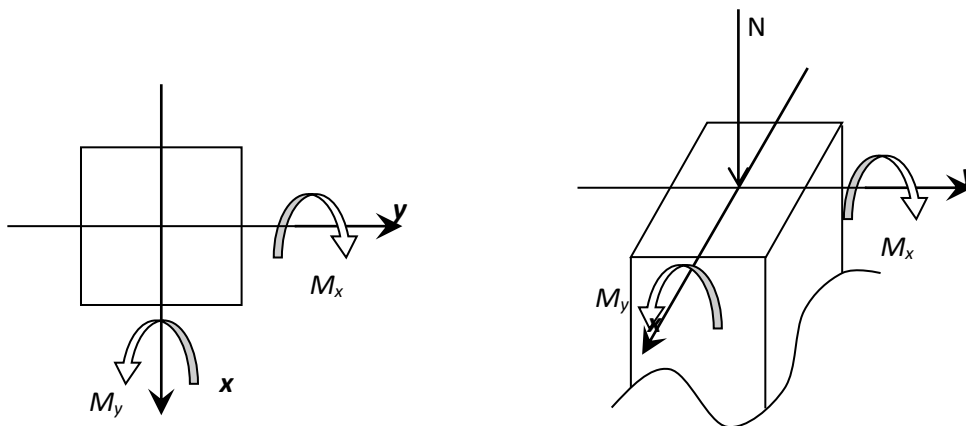
Les poteaux sont sollicités dans deux sens (x et y), ils sont calculés en fonction de l'effort normal N et ; le moment fléchissant M selon les cas suivants :

**Sens y-y**

$$\begin{aligned} M_{x \max} &\rightarrow N_{corr} \rightarrow A1 \\ N_{\max} &\rightarrow M_{xcorr} \rightarrow A2 \\ N_{\min} &\rightarrow M_{xcorr} \rightarrow A3 \end{aligned}$$

**Sens x-x**

$$\begin{aligned} M_{y \max} &\rightarrow N_{corr} \rightarrow A4 \\ N_{\max} &\rightarrow M_{ycorr} \rightarrow A5 \\ N_{\min} &\rightarrow M_{ycorr} \rightarrow A6 \end{aligned}$$



**Figure .49.** Direction des moments et effort normal dans un poteau.

Les sollicitations sont calculées à l'aide du logiciel ETABS sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable (1,35G+1,5Q) pour la situation durable et

(G+Q±E) et (0.8G±E) pour la situation accidentelle. [RPA99/V2003]

➤ **Le ferrailage :**

Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le RPA99(2003) et le BAEL91.

**a) Les armatures longitudinales :**

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

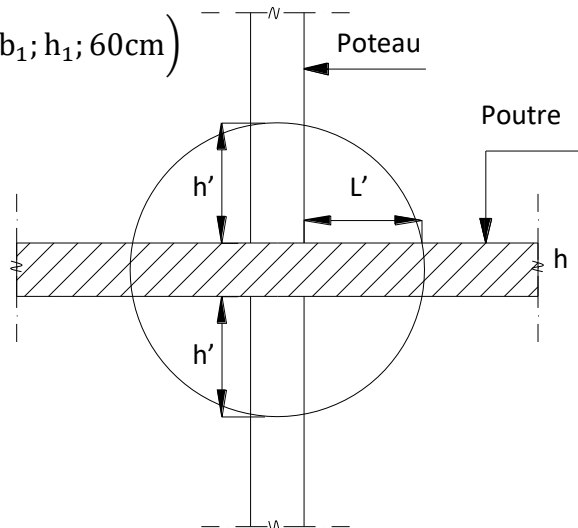
➤ **Conditions de RPA99 (version 2003) :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8% en zone II a.
- Leur pourcentage maximale sera de :

- ✓ 4% en zone courante et
- ✓ 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement est de :
  - ✓  $40\phi$  en zone II a
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone II a
- les jonctions par recouvrement doivent être faites à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)
- Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :

$$\begin{cases} L' = 2 \times h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right) \end{cases}$$



**Figure .50.** La zone nodale.

**Avec :**

h: Hauteur de la poutre;

b et a : Section d'un poteau;

$h_e$ : Hauteur libre entre deux étages.

➤ **Règlement [BAEL91/Article A.8.1.21]**

La section  $A_1$  des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$\begin{cases} A_1 \geq 4\text{cm}^2 \text{ par mètre de périmètre} \\ 0,2\% \leq A_1 \leq 5\% B \end{cases} \Rightarrow \text{Pour une section entièrement comprimée.}$$

**Avec :**

B : Section totale du poteau.

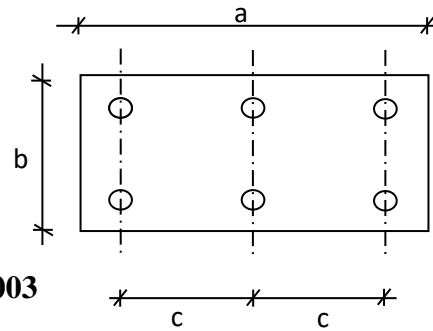
$$A_{\min} = \frac{f_{t28}}{f_e} \times B \text{ Pour une section entièrement tendue.}$$

Pour les sections rectangulaires, la distance maximale de deux barres voisines doit respecter la condition suivante :

$$c \leq \min (b+10\text{cm} ; 40\text{cm})$$

Avec :

b : la petite côté du rectangle.



**b) Les armatures transversales :**

➤ **Conditions de RPA99 version 2003**

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

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

**Avec :**

$T_u$  : Effort tranchant;

a : Hauteur totale de la section brute;

$f_e$ : Limite élastique des armatures transversales et

$\rho_a$ : Coefficient dépend de l'élançement géométrique  $\lambda_g$ .

$$\rho_a = \begin{cases} 2,5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{avec : } \lambda_g = \frac{L_f}{a}$$

$\delta_t$  : Espacement entre les armatures transversales;

Zone nodale :  $\delta_t \leq \min (10\phi_1; 15 \text{ cm})$ (Zone II-a).

Zone courante :  $\delta_t \leq 15\phi_1$ (Zone II-a).

Section minimale des armatures transversales:

$$\frac{A_t}{\delta_t \times b} \text{ en \% est donnée comme suit}$$

Si

$$\left\{ \begin{array}{l} 3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow \text{Interpolation des valeurs limites précédentes} \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8\% \\ \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,4\% \end{array} \right.$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

**Avec:**

a et b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

$L_f$  : Longueur du flambement.

➤ **Conditions de [BAEL91] : [BAEL91/A.8.1.3]**

Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\varphi_t \leq \frac{1}{3} \varphi_{lmax}$$

L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

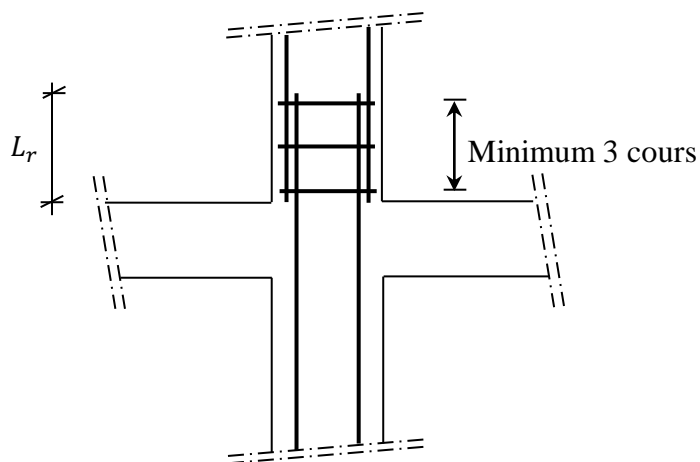
$$\delta_t = \min(15\varphi_{lmin}; 40 \text{ cm}; b + 10 \text{ cm})$$

**Avec :**

b : La plus petite dimension de la section transversale du poteau.

$\varphi_{lmin}$  : Le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cours des armatures transversales.



**Figure .51.** Les armatures transversales dans la zone de recouvrement

**Sollicitations de calcul :**

**Tableau.22** : Tableau récapitulatif des sollicitations.

combinaisons		Les efforts	Poteau (50*50)	Poteau (45*45)	Poteau (40*40)	Poteau (35*35)
1.35G+1.5Q	Cas 1	$N_{max}$ [KN]	1216,30	593,27	1051,42	330,21
		$M_{x\text{cor}}$ [KN.m]	9,1	10,65	18,43	8,39
		$M_{y\text{cor}}$ [KN.m]	16,90	7,51	3,55	10,07
G + Q ± E 0.8G ± E	Cas 2	$M_{x\text{max}}$ [KN.m]	39,51	-53,03	-49,23	-49,68
		$N_{\text{cor}}$ [KN]	-813,59	296,04	9,40	104,78
	Cas 3	$M_{y\text{max}}$ [KN.m]	-44,17	57,40	-71,03	-56,47

	Cas 3	$M_{y\text{max}}$ [KN.m]	-44,17	57,40	-71,03	-56,47
		$N_{\text{cor}}$ [KN]	108,82	92,46	77,49	37,32
	Cas 4	$N_{\text{max}}$ [KN]	-813,59	-141,76	-511,67	-85,09
		$M_{x\text{cor}}$ [KN.m]	2,68	15,76	19,25	-39,43
		$M_{y\text{cor}}$ [KN.m]	39,51	14,14	17,78	12,33

➤ **Calcul des armatures:**

Exemple de calcul : Poteau (50×50) cm

**c) Les armatures longitudinales :**

b = 50 cm    h = 50 cm    d = 45 cm    c = 5 cm

### 1<sup>ère</sup> Cas :

Sens y-y :

$$N = 1216,30 \text{ kN} \quad M = 16,90 \text{ kN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{16,90}{1216,30} = 0,014 \text{ m} = 1,4 \text{ cm} < e = \frac{h}{12} = 4,17 \text{ cm}$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central → On a une compression excentrée.

✓ Etat limite ultime (E.L.U) :

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{1216300 - 100 \times 50 \times 50 \times 14,17}{100 \times 348} = -66,84 \text{ cm}^2 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

**Etat limite de stabilité de forme :**

➤ **Calcul de l'élançement :**

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{h}$$

Avec :

$$l_f = 0,7 \times L_0 [\text{BAEL91/VI.3}]$$

$$\Rightarrow 3,46 \times \frac{196}{50} = 10,43 < \max \left[ 50 ; 67 \times \frac{e}{h} \right] = 50 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée par :

$$e_a = \max \left( 2 \text{ cm} ; \frac{L_e}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

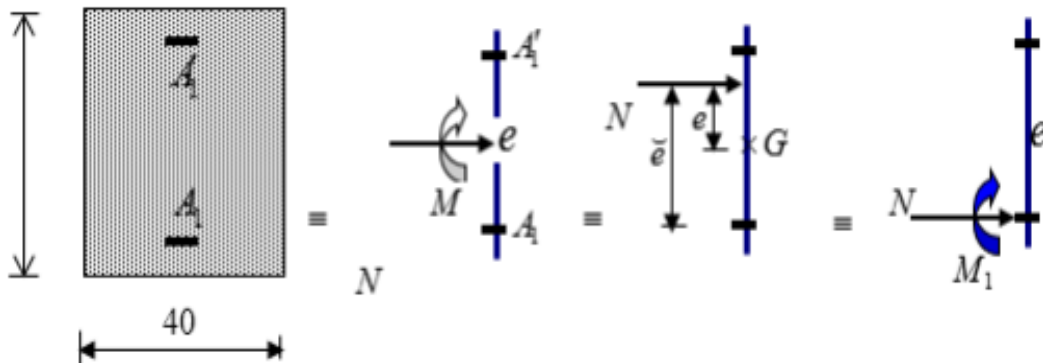
$$\frac{e}{h} = \frac{4,17}{50} = 0,083 \leq 0,75 \rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \left( \frac{10,43}{35} \right)^2 = 1,02$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = \alpha_1 \times N = 1,02 \times 1216,30 = 1240,63 \text{ kN} \\ M'_1 = N_1 \times (e + e_a) \times 10^{-2} = 76,55 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Position du point d'application de l'effort  $N_1$  :**

$$e_1 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{76,55}{1240,63} = 0,062 \text{ m} = 6,2 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section



**Figure .52.** Position de  $N_1$ ,  $M_1$  et  $M'_1$  sur la section transversale.

➤ **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$1. = (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5)14,17 \times 50 \times 50 \Rightarrow (1) = 453,44 \text{ kN.m}$$

$$2. = N_1 \times (d - c) - M_1 = 1240,63 \times 10^{-2}(45 - 5) - 325,04 = 171,212 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

**Avec :**

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 26,2 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1240,63 \times 26,2 \times 10^{-2} = 325,04 \text{ kN.m}$$

(1) > (2)  $\Rightarrow$  Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{325040}{14,17 \times 50 \times 45,5^2} = 0,22$$

$\mu = 0,22 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \hat{A}$  n'existe pas et ;

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,315$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,874$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{325040}{348 \times 0,874 \times 45,5} = 23,49 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 23,49 - \frac{1240630}{100 \times 348} = -12,16 < 0 \rightarrow \text{AFC} = 0 \text{ cm}^2$$

**Sens x-x :**

$$N=1216,30 \text{ KN} \quad M_x=9,1 \text{ KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{9,1}{1216,30} = 0,00748 \text{ m} = 0,748 \text{ cm} < e = \frac{h}{12} = 4,17 \text{ cm}.$$

L'excentricité est inférieure à la moitié de la distance du noyau central → On a une compression excentrée.

✓ Etat limite ultime (E.L.U):

$$A'_1 = \frac{N - 100 \times B \times \sigma_b}{100 \times \sigma_s}$$

$$A'_1 = \frac{1216300 - 100 \times 50 \times 50 \times 14,17}{100 \times 348} = -66,84 \text{ cm}^2 \leq 0 \rightarrow A'_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

**Etat limite de stabilité de forme :**

➤ **Calcul de l'élanement :**

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{h}$$

**Avec :**

$$l_f = 0,7 \times L_0 \quad [\text{BAEL91/VI.3}]$$

$$\Rightarrow 3,46 \times \frac{196}{50} = 13,56 < \max \left[ 50 ; 67 \times \frac{e}{h} \right] = 50 \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion composée sollicitée par :

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{L_e}{250}\right) = 2\text{ cm}$$

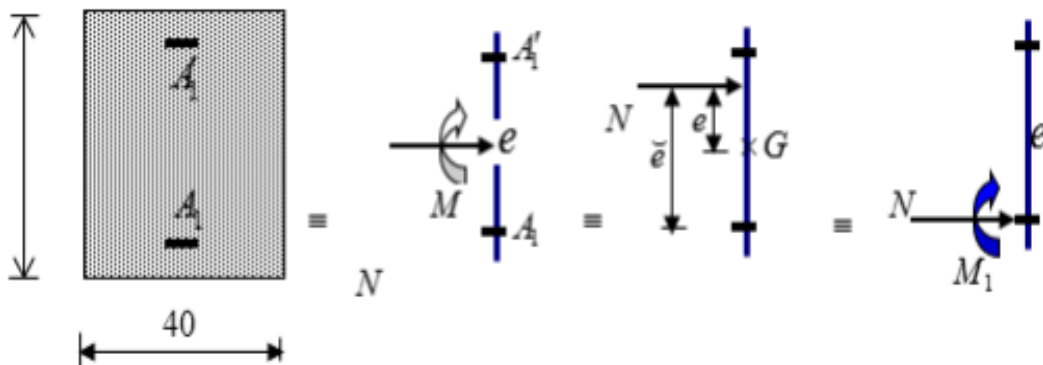
$$\frac{e}{h} = \frac{0,48}{50} = 0,007 \leq 0,75 \rightarrow \alpha_1 = 1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1 + 0,2\left(\frac{10,43}{35}\right)^2 = 1,02$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = \alpha_1 \times N = 1,02 \times 1216,30 = 1240,62 \text{ kN} \\ M'_1 = N_1 \times (e + e_a) \times 10^{-2} = 34,09 \text{ kN.m} \end{array} \right.$$

➤ **Position du point d'application de l'effort  $N_1$  :**

$$e_1 = \frac{M'_1}{N_1} = \frac{34,09}{1240,62} = 0,0275 \text{ m} = 2,75 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section



**Figure .53.** Position de  $N_1, M_1$  et  $M'_1$  sur la section transversale

➤ **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$1. = (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5) 14,17 \times 50 \times 50 \Rightarrow (1) = \mathbf{453,44 \text{ kN.m}}$$

$$2. = N_1 \times (d - c) - M_1 = 1240,62 \times 10^{-2} (45 - 5) - 282,24 = 214,01 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

**Avec :**

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 22,75 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1240,62 \times 22,75 \times 10^{-2} = 282,24 \text{ kN.m}$$

(1) > (2)  $\Rightarrow$  Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{282240}{14,17 \times 50 \times 45^2} = 0,197$$

$$\mu = 0,197 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,277$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,889$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{282240}{348 \times 0,889 \times 45} = 20,27 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 20,27 - \frac{1240620}{100 \times 348} = -15,38 < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

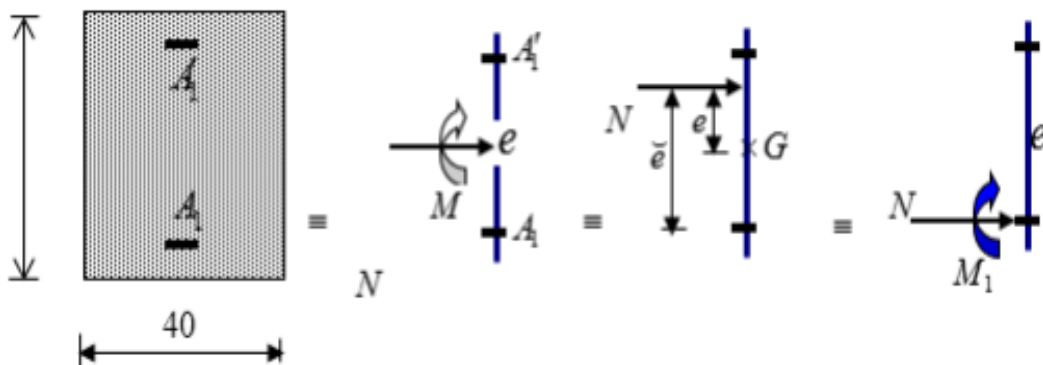
**2<sup>ème</sup> Cas :**

$$N=813,59\text{KN} \quad M_x = 39,51\text{kN.m}$$

➤ **Position du point d'application de l'effort  $N_1$  :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{39,51}{813,59} = 0,048 \text{ m} = 4,86 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section



**Figure .54.** Position de  $N_1$ ,  $M_1$  et  $M'_1$  sur la section transversale.

➤ **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$1. = (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5)14,17 \times 50 \times 50 \Rightarrow (1) = \mathbf{453,44 \text{ kN.m}}$$

$$2. = N_1 \times (d - c) - M_1 = 813,59 \times 10^{-2}(45 - 5) - 185,09 = 40,35 \text{ kN.m}$$

$$M_1 = N_1 \times e$$

Avec :

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 2,75 + \left(\frac{50}{2} - 5\right) = 22,75 \text{ cm}$$

$$M_1 = 813,59 \times 22,75 \times 10^{-2} = 185,09 \text{ kN.m}$$

(1) > (2)  $\Rightarrow$  Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{18509}{14,17 \times 50 \times 45^2} = 0,013$$

$$\mu = 0,013 < \mu_{AB} = 0,379 \Rightarrow \text{A n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,016$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,994$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{18509}{348 \times 0,994 \times 45} = 1,189 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 1,189 - \frac{813590}{100 \times 348} = -22,19 < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

**3<sup>ème</sup> Cas :**

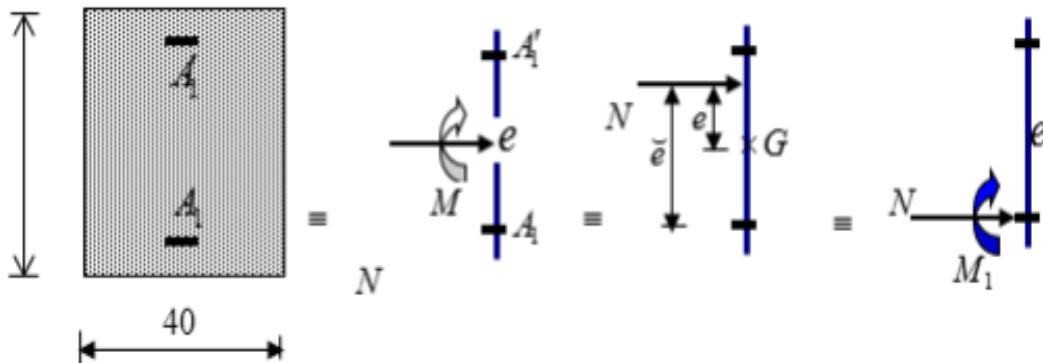
$N=108.82\text{KN}$

$M_y= -44.17 \text{ kN.m}$

➤ **Position du point d'application de l'effort  $N_1$  :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{44.17}{108.82} = 0,40 \text{ m} = 40 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 25 \text{ cm}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section



**Figure .55.**Position de  $N_1$  ,  $M_1$  et  $M'_1$  sur la section transversale.

➤ **Vérification si la section est partiellement comprimée :**

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N_1(d - c_1) - M_1$$

$$3. = (0,337 \times 50 - 0,81 \times 5)14.17 \times 50 \times 50 \Rightarrow (1) = \mathbf{453.44 \text{ kN.m}}$$

$$4. = N_1 \times (d - c) - M_1 = 108.82 \times 10^{-2}(45 - 5) - 4461.62 = -4418.092 \text{ kN.m}$$

$$5. M_1 = N_1 \times e$$

**Avec :**

$$e = e_1 + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 21 + \left(\frac{50}{2} - 5\right) = 41 \text{ cm}$$

$$M_1 = 108.82 \times 41 \times 10^{-2} = 4461.62 \text{ kN.m}$$

(1) > (2) ⇒ Section partiellement comprimée, le calcul se ramène en flexion simple de la même section sollicitée par le moment.

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{4461.62}{14.17 \times 50 \times 45^2} = 0,011$$

$$\mu = 0,011 < \mu_{AB} = 0,379 \Rightarrow \hat{A} \text{ n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348\text{MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,15$$

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

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{4461.62}{348 \times 0,94 \times 45} = 3.03 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 3.03 - \frac{108820}{100 \times 348} = -0.097 < 0 \rightarrow A = 0 \text{ cm}^2$$

**4<sup>émé</sup> Cas :**

**Sens y-y :**

$$N = -813.59 \text{KN} \quad M_y = 39.51 \text{KN.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{39.51}{813.59} = 0.048 \text{ cm} = 4.8 \text{ cm} > e = \frac{h}{12} = 4.16 \text{ cm}$$

L'excentricité n'est pas faible le ferrailage se fera en flexion composé sans majoration des efforts.

N étant l'effort de compression se trouve à l'extérieur de la section qui est partiellement comprimée donc le calcul se ramène en flexion simple avec un moment fictif :  $M_F = N \times e$

➤ **Vérification de l'existence de A' :**

$$M_F = N \times e$$

**Avec :**

$$e_0 = e + \left(\frac{h}{2} - c\right) = 24.8 \text{ cm}.$$

$$M_F = N \times e_0 = 20.18 \text{KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_F}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{20180}{14.17 \times 50 \times 45^2} = 0.014$$

$$\mu = 0,014 < \mu_{AB} = 0,379 \Rightarrow \text{Á n'existe pas et } ;1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348\text{MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.017$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,993$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{20180}{348 \times 0,993 \times 45} = 1.29\text{cm}^2.$$

$$A_{FC} = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 1.29 - \frac{20180}{100 \times 348} = 0,710 \rightarrow A_{FC} = 0,7 \text{ cm}^2$$

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

$$T_u^{\max} = 29,8305 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{29830,5}{40 \times 58,5 \times 10^2} = 0,127 \text{ MPa}$$

$$\text{Fissuration peut nuisible : } \bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 0,127 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

➤ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_l \geq \frac{\phi_{L\max}}{3} = \frac{1,6}{3} = 0,53 \text{ cm}$$

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

➤ **Espacement des armatures transversales :**

**Suivant les règles BAEL 91**

$$\delta_t \leq \min(15\phi_L, 40 \text{ cm}, b + 10 \text{ cm}) = 21 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

**D'après les règles RPA 99/V2003 : (zone II-a)**

$$\text{Zone nodale : } \delta_t \leq \min(10\phi_l; 15\text{cm}) = 14 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } \delta_t \leq 15\phi_l = 21 \text{ cm} \Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **Armatures transversales minimales :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{196}{65} = 3,02$$

$$3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,55\% \times b \times \delta_t = 0,0055 \times 40 \times 10 = 2,2 \text{ cm}^2$$

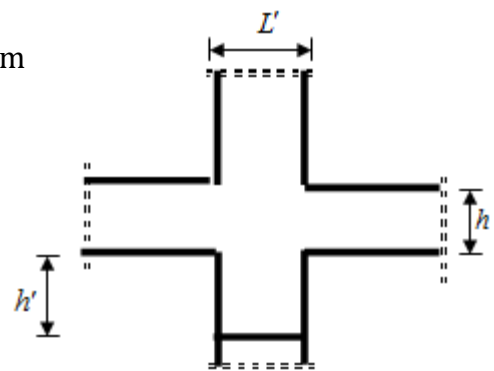
➤ **Détermination de la zone nodale :**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres

$$L' = 2 \times h = 130 \text{ cm}$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\right) = \left(\frac{280}{6}; 40; 65; 60\right) = 65 \text{ cm}$$

Longueur de recouvrement :  $L_r = 40\phi_{\text{Imax}}$



**Figure .56.**La zone nodale.

➤ **Armatures minimales :**

Selon le BAEL 91 :  $A_{\min} \geq \max\left[0,2 \times \frac{b \times h}{100}; 8 \times \frac{b+h}{100}\right]$

Selon le RPA :  $A_{\min} = 0,8\% B$

**Remarque :**

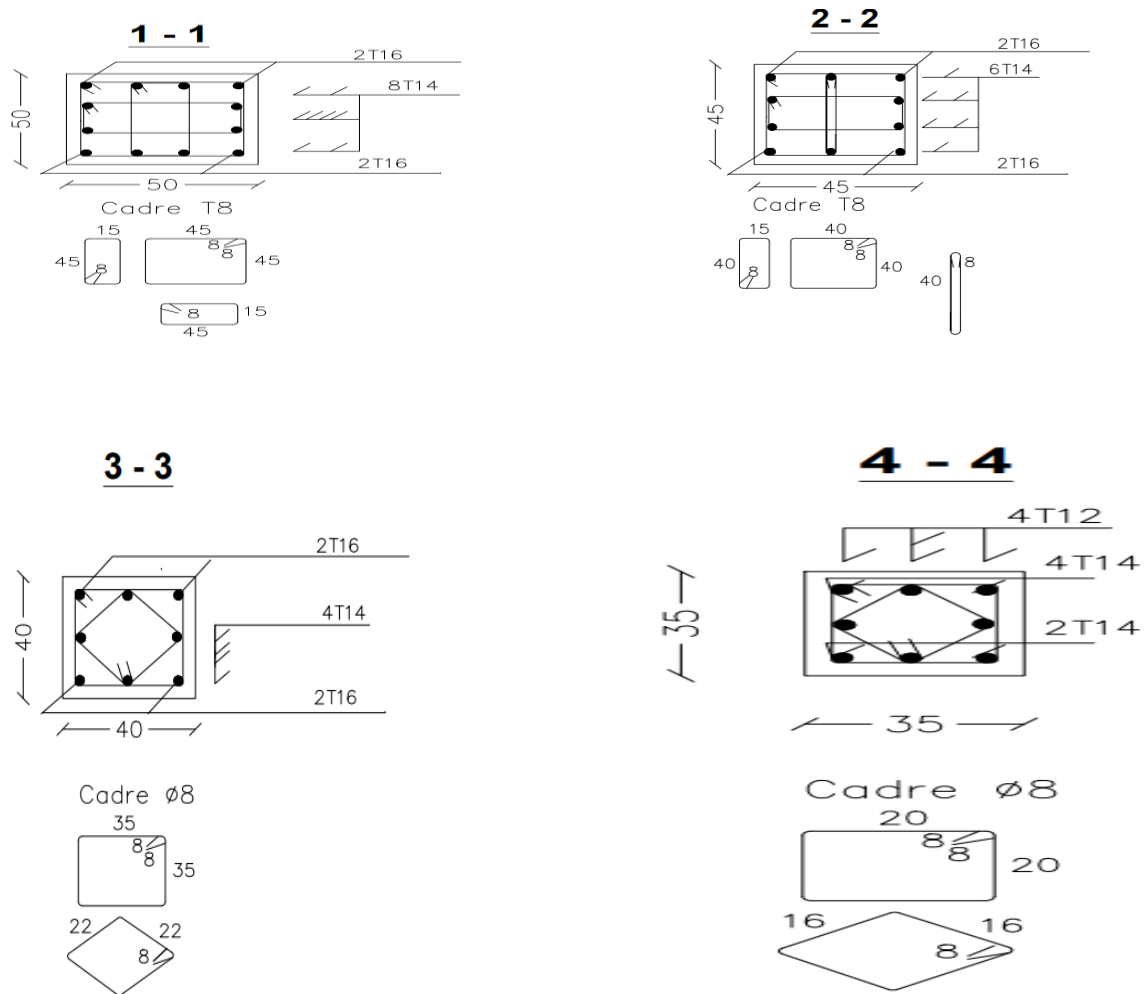
Les armatures des autres poteaux sont obtenues par le logiciel SOCOTEC.

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant :

**Tableau.23 :** Tableau récapitulatif de toutes les armatures.

Sections ❖	$A_{\text{cal}}$ [cm <sup>2</sup> ]	A RPA [cm <sup>2</sup> ]	Choix	A [cm <sup>2</sup> ] adopté
(50x50)	3,6	20	4T16+8T14	20.61
(45x45)	2,9	16.2	4T16+6T14	17.2
(40x40)	2,5	12.80	4T16+4T14	14.20
(35x35)	2,4	9.86	4T14+4T12	10.68

## VI.2.6 Ferrailage des poteaux :



**Figure .57.** Ferrailage des poteaux.

## VI.3. Conclusion

Au terme de ce chapitre nous avons étudiés le ferrailage des différents éléments principaux qui doit répondre aux exigences du RPA 99 modifié 2003 et du BAEL91.

La résistance, l'économie sont des facteurs très importants dans le choix de la section du béton et de l'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

## ❖ Voiles de contreventement :

### VI.3.4.1.Introduction :

Le voile ou le mur en béton armé est un élément de construction vertical surfacique couler dans des coffrages à leur emplacement définitif dans la construction.

Ces éléments comprennent habituellement des armatures de comportement fixées forfaitairement et des armatures prises en compte dans les calculs.

On utilise les voiles dans tous les bâtiments quelle que soit leurs destination (d'habitations, de bureaux, scolaires, hospitaliers, industriels).

Les Voiles sont ferrailés à l'aide des résultats donnés par le logiciel **ROBOT**.

### VI.3.4.2.Rôle de contreventement

Le contreventement a donc principalement pour objet :

- ❖ Assurer la stabilité des constructions non auto stable vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol.
- ❖ De raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

### VI.3.4.3. Sollicitation de calcul

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

Ces sollicitations sont déterminées selon les combinaisons d'action suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35 G + 1,5 Q \text{ (E.L.U)} \\ G + Q \text{ (E.L.S)} \\ G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

#### VI.3.4.4. La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I} \leq \bar{\sigma} = \frac{0,85.f_{c28}}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

Avec:

**N** : effort normal appliqué.

**M** : moment fléchissant appliqué.

**A** : section du voile.

**V** : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

**I** : moment d'inertie.

❖ On distingue 3 cas :

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

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{\min} = 0,15. a. L$$

**2<sup>eme</sup> cas :**

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$  la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales

$A_v = F_t / f_e$  ; on compare  $A_v$  par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

-Si :  $A_v < A_{\min} = 0,15 \% a. L$ , on ferraille avec la section minimale.

-Si :  $A_v > A_{\min}$ , on ferraille avec  $A_v$ .

**3<sup>eme</sup> cas:**

Si :  $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$  sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

- **Armatures verticales :**

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le R.P.A 99 (version 2003) exige un pourcentage minimal égal à 0,15% de la section du béton.

Le ferrailage sera disposé symétriquement dans le voile en raison du changement de direction du séisme avec le diamètre des barres qui ne doit pas dépasser le 1/10 de l'épaisseur du voile.

- **Armatures horizontales :**

Les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la longueur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures ; les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure,

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15%.
- En zone courante 0,10 %

- **Armatures transversales**

Les armatures transversales perpendiculaires aux faces du voile sont à prévoir d'une densité de 4 par m<sup>2</sup> au moins dans le cas où les armatures verticales ont un diamètre inférieur ou égal à 12 mm. Les armatures transversales doivent tenir toutes les barres avec un espacement au plus égal à 15 fois le diamètre des aciers verticaux.

Les armatures transversales peuvent être des épingles de diamètre 6 mm lorsque les barres longitudinales ont un diamètre inférieur ou égal à 20 mm, et de 8 mm dans le cas contraire.

**VI.4.1.Exemple de calcul**

On va calculer les voiles par logiciel **ROBOT**

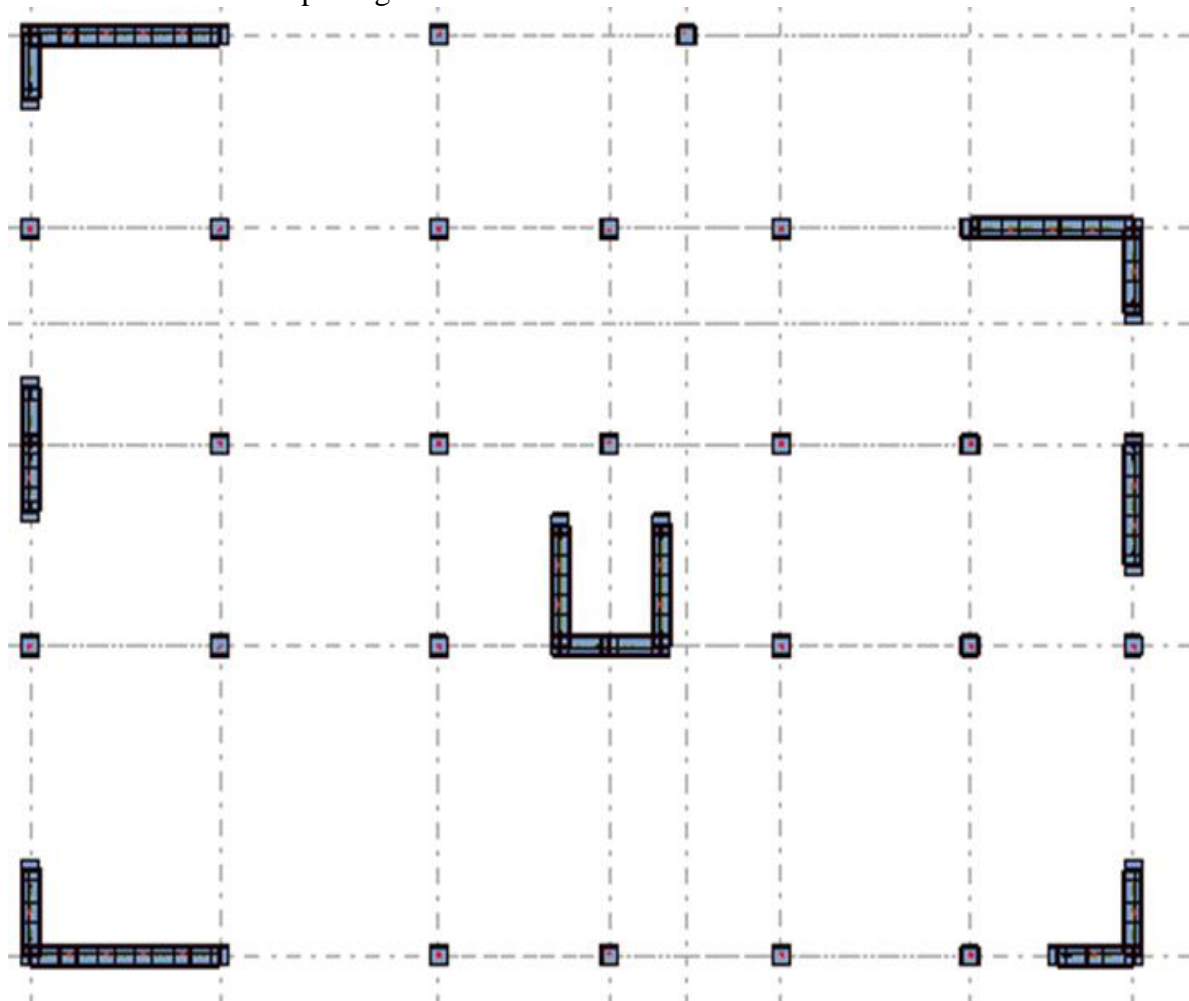


Figure .59. Disposition du voile.

❖ **Exemples de calcul :**

Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier (robot) ; les sollicitations

Maximales sont

Sollicitations		Etat limite de (ELU)	Situation accidentelle
Cas 1	$N_{xx}^{max}$ [KN]	256,06	339,47
	$M_{yy}^{corr}$ [KN.m]	23,47	18,44
Cas 2	$N_{xx}^{min}$ [KN]	-250,22	-333,96
	$M_{yy}^{corr}$ [KN.m]	-11,32	-8,50
Cas 3	$M_{yy}^{max}$ [KN.m]	34,89	40,97
	$N_{xx}^{corr}$ [KN]	74,81	107,75

**Tableau.24 :** les sollicitations de calcul yy.

Sollicitations		Etat limite de (ELU)	Situation accidentelle
Cas 1	$N_{yy}^{max}$ [KN]	140,11	1233,97
	$M_{xx}^{corr}$ [KN.m]	2,17	9,79
Cas 2	$N_{yy}^{min}$ [KN]	-465,82	-457,07
	$M_{xx}^{corr}$ [KN.m]	-5,78	-0,18
Cas 3	$M_{xx}^{max}$ [KN.m]	13,56	18,19
	$N_{yy}^{corr}$ [KN]	93,42	145,20

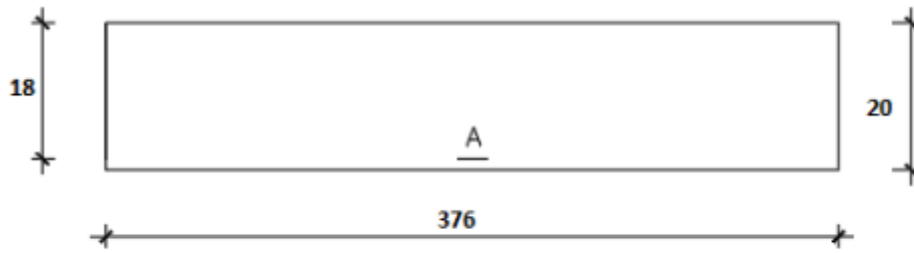
**Tableau.25 :** les sollicitations de calcul xx

Après l'interprétation des résultats donnés par le fichier (**ROBOT**) ; les sollicitations

Maximales sont :

❖ Situation accidentelle :

❖ Sens x-x :



**Figure .60.** Section du calcul de voile.

Les sollicitations prises en compte sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_y = 1233,97 \text{ KN} \\ M_x = 9,79 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

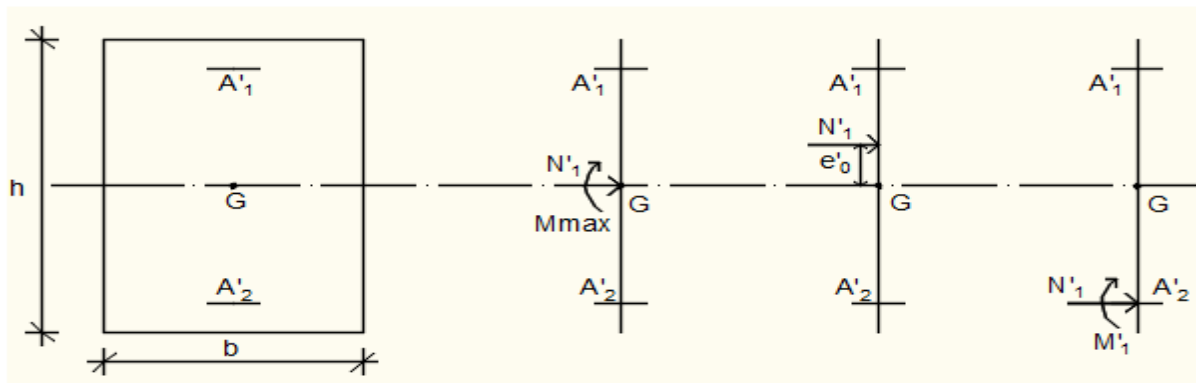
✓ Position du point d'application l'effort normal N :

$e_0 = \frac{M_x}{N} = \frac{9,79}{1233,97} = 0,079 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 10 \text{ cm} \rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

✓ Vérification si la section est entièrement comprimée :

$$(0,337 \times h - 0,81 \times c_1) \times \sigma_b \times b \times h \leq N'_1 \times (d - c_1) - M_1$$

$$\underbrace{\hspace{10em}}_1 \quad \underbrace{\hspace{10em}}_2$$



**Figure .61.** Position de  $N'_1$ ,  $M'_1$  et  $M_1$  sur la section transversale.

✓ **Moment par rapport aux armatures les moins comprimées :**

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 9.79 + 1233,97 \times \left( 0.18 - \frac{0.2}{2} \right)$$

$$M_1 = 108.51 \text{KN.m}$$

$$(1) = (0,337 \times 20 - 0,81 \times 2) \times 18,48 \times 376 \times 20$$

$$(1) = 711 \text{KN.m}$$

$$(2) = 1233,97 \times (0.18 - 0,02) - 108,51$$

$$(2) = 88.92 \text{KN.m}$$

- **Conclusion**

(1) = 711 KN.m > (2) = 88,92 KN.m → La section est partialement comprimée (S.P.C).

**Remarque :**

Le calcul des armatures se fera en flexion simple avec un moment par rapport aux armatures tendue  $M_1$

➤ **Calcul des armatures en flexion simple :**

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{108510}{14,17 \times 376 \times (18)^2} = 0,062$$

$$\mu = 0,062 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A'n' \text{ existepas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.080$$

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

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{108510}{400 \times 0,97 \times 18} = 15,53 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée (solicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 15,53 - \frac{1233970}{100 \times 400} = -15,32 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

- **Les armatures minimales : RPA : [Article 7.7.4.3]**

$$A_{\min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 100 \times 20 = 3$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 15,35 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$14T12 \rightarrow A = 15,83 \text{ cm}^2$$

e=20cm

- ♦ **Sens y-y :**

$$\begin{cases} N = 107,75 \text{ KN} \\ M_y = 40,97 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- ✓ **Position du point d'application de l'effort normal N :**

$e_0 = \frac{M_y}{N} = \frac{4097}{107,75} = 38,02 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 10 \text{ cm} \rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'extérieur de la section.

$$M_1 = M_y + N \left( d - \frac{h}{2} \right) = 4097 + 107,75 \left( 18 - \frac{20}{2} \right) = 4959 \text{ KN.m}$$

Le calcul se ramène en flexion simple avec moment fictif  $M_1$ .

- **Calcul des armatures en flexion simple :**

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{49590}{14.17 \times 376 \times (18)^2} = 0,029$$

$$\mu = 0,029 < \mu_L = 0,379 \Rightarrow (\text{acier FeE400}) \Rightarrow A \text{ 'n' existepas ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,038$$

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

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{495900}{400 \times 0,98 \times 18} = 7,03 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composé (sollicitation réelle).

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 7,03 - \frac{10775}{100 \times 400} = -6,76 < 0 \Rightarrow \text{On prendra } A = 0 \text{ cm}^2$$

- **Les armatures minimales : RPA : [Article 7.7.4.3]**

$$A_{\min} = 0,0015 \times b \times h = 0,0015 \times 20 \times 100 = 3$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A = 7,03 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$8T12 \rightarrow A = 9,05 \text{ cm}^2$$

- **L'espacement minimal des barres verticales et horizontales :**

Selon RPA99 (version 2003) :

$$\checkmark S \leq \min(1,5x_a ; 30 \text{ cm})$$

$$\checkmark S \leq \min(1,5 \times 20 ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}, \text{ alors l'espacement se prend en fonction du nombre de barre à condition que : } S \leq 30 \text{ cm}$$

Donc, on adoptera un espacement :  $S = 25 \text{ cm}$ .

#### A. Calcul des armatures transversales

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{\bar{T}}{b_0 \times d} \text{ avec : } \bar{T} = 1,4 \text{ T}$$

$$\tau_u = \frac{\bar{T}}{b \times d} = \frac{1,4 \times 74850}{(14 \times 430 \times 100)} = 0,17 \text{ MPa}$$

- **Espacement des armatures transversales :**

$$S \leq \min(1,5 \times 15 ; 30 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

Donc on adoptera un espacement :  $S = 15 \text{ cm}$ .

- **Armatures transversales :**



## **CHAPITRE: VII**

### Etude des fondations

# CHAPITRE:

## Etude des fondations

### VII.1-Introduction

#### 1-Généralité :

Les fondations sont des ouvrages qui servent à transmettre au sol les charges provenant de la superstructure à savoir le poids propre ou charge permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques .

Le choix du type de fondation dépend de plusieurs paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

#### VII.1.2- Calcul des semelles :

##### 1 Pré dimensionnement:

$$N_{globale} = 157668,73$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1,6 \text{ bars.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N}{A \cdot B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \cdot B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right.$$

$$A = \left( \frac{a}{b} \right) \cdot B$$

Avec : a = 50cm ; b = 50cm

$$A = \left( \frac{50}{50} \right) \cdot B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{50}{50} \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{50}{50} \cdot \frac{157668,73}{1,6}} = 305,44 \text{ cm}$$

On prend : B = 350cm ⇒ A = 350 cm

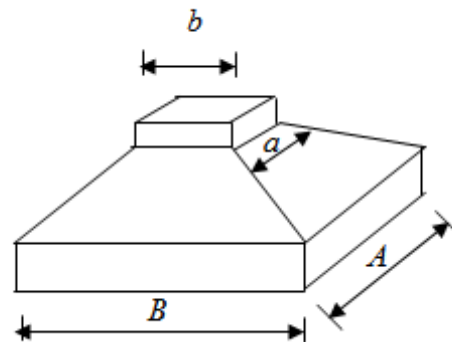


Figure .62. Semelle isolée.

## Conclusion :

D'après le pré dimensionnement des semelles isolées, on conclue que ces dernières se chevauchent suivant les deux directions. Les semelles filantes se chevauchent aussi. Donc le choix d'un radier général est préférable.

## VII.2. Etude du radier :

### 1-Généralité :

Le radier est considéré comme une dalle pleine renversée reposant sur des nervures, qui à leur tour

Reposent sur les poteaux, ils seront soumis à la réaction du sol.

Dans le calcul suivant, on choisit le panneau le plus défavorable.

### Remarque :

Il sera calculé à la flexion simple avec les combinaisons d'action suivantes :

➤ **E.L.U :**

Situation durable et transitoire :

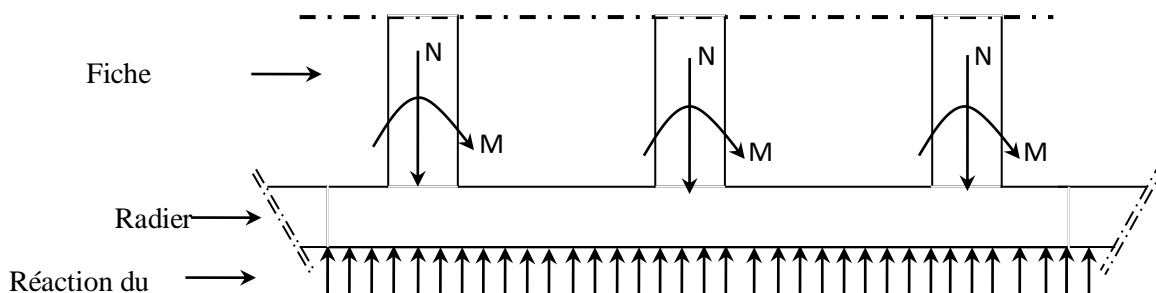
$$ELU \rightarrow 1.35G + 1.5Q$$

➤ **E.L.S:**

$$ELS \rightarrow G + Q$$

➤ Situation accidentelle :

$$\left. \begin{array}{l} ACC1 \rightarrow G + Q + E \\ ACC2 \rightarrow G + Q - E \\ ACC5 \rightarrow 0.8G + E \\ ACC6 \rightarrow 0.8G - E \end{array} \right\} \text{RPA99(V2003)/10.1.4.1]}$$



**Figure.63.Schéma du radier général**

## VII.2.1-pré dimensionnement du radier :

Pour déraisons pratiques « coffrage » le radier va déborder de 50 cm de chaque côté.

- **Hauteur du radier**

Le pré- dimensionnement de ce dernier consiste à déterminer sa hanteur pour qu'il résiste aux efforts apportés par la superstructure et ceux apportés par l'effet de sous- pression , cette hanteur doit satisfaire les quatre conditions suivantes :

- 1- Condition forfaitaire ;
- 2- Condition de rigidité ;
- 3- Condition denon cisaillement ;
- 4- Condition de non poinçonnent.

- **a-Condition forfaitaire :**

$$\frac{L}{8} \leq h \leq \frac{L}{5}$$

Avec :

L : la plus grande portée du panneau de dalle entre axes des poteaux.

$$L=5.58m \Rightarrow 0.69m \leq h \leq 1.11m$$

- **a-Condition de rigidité :**

Pour qu'un plancher soit rigide, il faut que :

$$L \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :

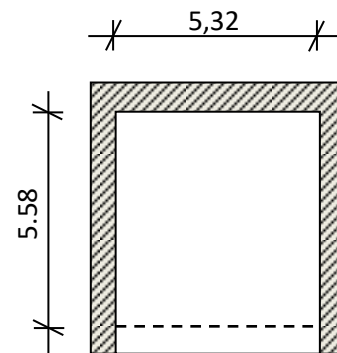
Le : longueur élastique donnée par :

$$L_e = 4 \sqrt{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

K : coefficient d'élasticité du sol ;

Pour un sol de densité moyenne,  $K=50MN/m^3$  [HENRY THONIER] ; Conception et calcul des structures de bâtiment ; tableau de page 305).

E : module d'Yong du béton ( $E=3.10^4$  Mpa) ;



**Figure.64.** Dimensions du panneau de dalle le plus sollicité

I : inertie du radier ( $I = \frac{b \times h^3}{12}$ );

B : largeur du radier.

Pour notre cas :

$$L=5.58m.$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 50}{3 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 5.58}{\pi}\right)^4} \Rightarrow h \geq 0.92m$$

**Condition de non cisaillement : [BAEL91/A5.2,2]**

On doit vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0.07 f_c 28 / \gamma_b = 1.17 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

**Avec :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{T^{\max}}{b \times 0.9h} \leq \bar{\tau}_u \quad [\text{BAEL91/A5.1,1}]$$

$\tau_u$  : Contrainte tangentielle ;

$\bar{\tau}_u$  : Contrainte tangentielle admissible ;

$T^{\max}$  : Effort tranchant max.

$$T^{\max} = \max(T_x^{\max}; T_y^{\max})$$

On a  $\frac{L_x}{L_y} = \frac{5.32}{5.58} = 0.95 \Rightarrow$  le panneau travaille suivant deux directions.

**Donc :**

1. Pour les panneaux de dalle de forme régulière.

$$T_u^x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{3L_y} \quad T_u^y = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2 \times L_y + L_x}$$

➤ Calcul  $q_u$  :

La surface du radier est de :

$$S = 394,1457 \text{ m}^2$$

Le poids de la superstructure :

$$G = 12918,28 \text{ KN}$$

$$q'' = 1.35 \frac{G}{S} + 1.5Q$$

$$q'' = 1.35 \frac{12918,28}{394,1457} + 1.5 \times 5 = 517,5 \text{ KN/m}^2$$

$$T_x = 917,7 \text{ KN} ; \quad T_y = 258,7 \text{ KN.}$$

$$T^{\max} = 917,7 \text{ KN.}$$

$$h \geq \frac{917,7}{0.9 \times 1 \times 1.17 \times 10^3} = 0.32 \text{ m} \Rightarrow h \geq 32 \text{ cm}$$

**c-Condition de non poinçonnement :**

$$N_u \leq 0.045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_c 28}{\gamma_b} \dots \dots \dots (1)$$

**Avec :**

➤  $U_c$  : périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier ;

➤  $h$  : épaisseur du radier ;

➤  $N_u$  : charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'E.L.U.R. Pour notre structure,  $N_{u \max} = 22218,89 \text{ KN}$  appliqué par un poteau de section rectangulaire de dimensions :  $(50 \times 50) \text{ cm}^2$

$$U_c = 2 \cdot (a_1 + b_1)$$

$$a_1 = a + h$$

$$b_1 = b + h$$

$$U_c = 2 \cdot (a + b + 2 \cdot h)$$

L'équation (1) deviendra :

$$N_u \leq 0,045 \cdot 2 \cdot (50 + 50 + 2 \cdot h) \cdot h \cdot 1.333$$

$$0.24 \cdot h^2 + 11.99h - N_u \geq 0$$

$$\text{On aura : } h \geq 0.81 \text{ m}$$

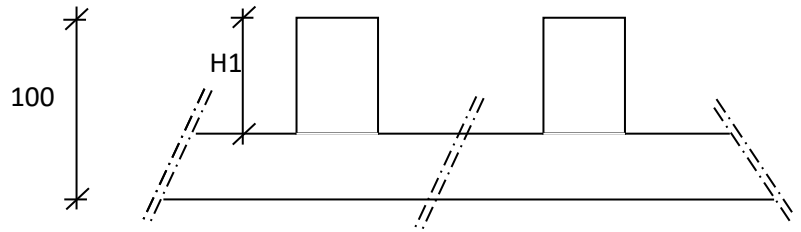
Pour satisfaire les quatre conditions citées précédemment on prend la hauteur du radier égale à  $h = 100 \text{ cm}$

➤ **Hauteur des nervures :**

$$h_N \geq \frac{L}{10} = \frac{558}{10} = 55.8 \text{ cm} ; \text{ On prend } h_n = 60 \text{ cm}$$

➤ **Epaisseur de la dalle :**

$$e \geq \frac{L}{20} = \frac{558}{20} = 27.9 \text{ cm} ; \text{ On prend } e = 40 \text{ cm}$$



**Figure.65.**Dimensions du radier.

### VII.3-Pré dimensionnement des poutres :

Dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

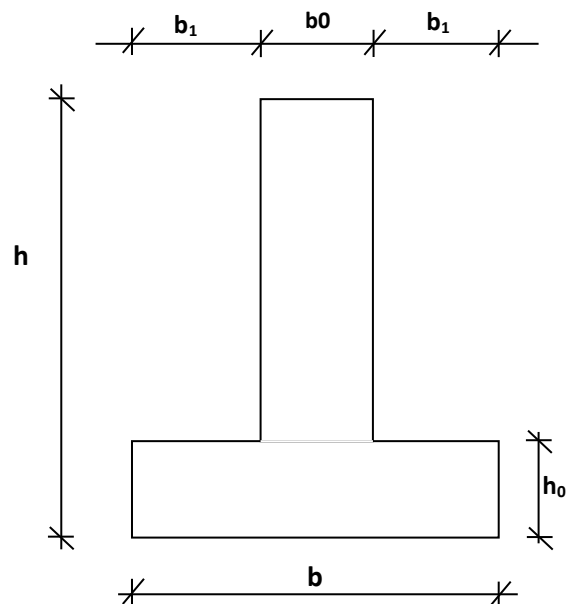
$$0,3h \leq b_0 \leq 0,4h$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L - b_0}{2}; \frac{L}{10}\right)$$

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

Poutres Dimensions	Poutres aux sens X-X	Poutres aux sens Y-Y
<b>h (cm)</b>	100	100
<b>h<sub>0</sub> (cm)</b>	40	40
<b>b<sub>0</sub> (cm)</b>	35	35
<b>b<sub>1</sub> (cm)</b>	55	55
<b>b (cm)</b>	145	145

**Tableau.26:** Dimensions des poutres



**Figure .66.** Dimension de la poutre

- **Détermination des sollicitations :**

- **Caractéristiques du radier:**

$$h = 100 \text{ cm} ; e = 40 \text{ cm} ; h_n = 60 \text{ cm}$$

- Surface du radier :  $S_r = 394,1457 \text{ m}^2$

$$I_{xx} = 36082,7079 \text{ m}^4 \quad ; \quad I_{yy} = 71114,4043 \text{ m}^4$$

$$V_x = 11,4688 \text{ m} \quad ; \quad V_y = 8,2440 \text{ m}$$

Avec :

$V_x, V_y$  : abscisse et ordonnée du centre de gravité du radier  
 $I_{xx}, I_{yy}$  : inerties du radier

- **a) Calcul du poids du radier :  $P_r$**

Poids du radier sans poutres :  $P_1 = S \cdot e \cdot \gamma_b$ ;

Poids des poutres principales :  $P_p = L(h - h_0) \cdot b_0 \cdot \gamma_b$

Poids des poutres secondaires :  $P_s = L'(h - h_0) \cdot b_0 \cdot \gamma_b$

Avec :

$e$  : épaisseur du radier sans poutres ;

$\gamma_b$  : Masse volumique du béton ;

$L$  : Somme des longueurs de toutes les poutres principales

$L'$  : Somme des longueurs de toutes les poutres secondaires

- Poids du radier sans poutres :  $P_1 = S \cdot e \cdot \gamma_b = 394,1457 \cdot 0,4 \cdot 25 = 3941,457 \text{ KN}$

- Poids des poutres principales :  $23,23 \cdot 0,60 \cdot 25 = 348,45 \text{ KN}$

- Poids des poutres secondaires :  $17,30 \cdot 0,60 \cdot 25 = 259,5 \text{ KN}$

$$\Rightarrow P_r = P_1 + P_p + P_s = 4549,407 \text{ KN}.$$

- ✓ **Surcharges d'exploitation :  $Q_r$**

$$Q_r = 2,5 \times S$$

$$Q_r = 2,5 \times 394,1457 \Rightarrow Q_r = 985,364 \text{ KN}.$$

- ✓ **Combinaisons d'actions :**

- **E.L.U:**

$$\text{-Situations durable et transitoire : } \underbrace{(1,35G + 1,5Q)}_{N_u^1} + \underbrace{(1,35Pr + 1,5Qr)}_{N_u^2}$$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2$$

**Avec :**

$N_u^1$  : Résultante de toutes les réactions verticales appliquées sur le radier qui sont données par le logiciel Robot Bat sous la combinaison ELUR.

$$N_u^1 = 22434,61 \text{ kN}$$

$$N_u = 22434,61 + 9097,79 \Rightarrow N_u = 31532,4 \text{ kN.}$$

$$M_x = -12,41 \text{ kN.m}$$

$$M_y = -18,14 \text{ kN.m}$$

**Avec :**

$M_x$  et  $M_y$  : résultante de tous les moments par rapport au centre de gravité du radier dans la direction considérée, c'est-à-dire :

$$M_{x/G} = \sum (M_x + F_y \cdot (x_i - x_g))$$

$$M_{y/G} = \sum (M_y + F_x \cdot (y_i - y_g))$$

$M_x$ ,  $M_y$  et  $F_z$  sont donnés par le logiciel Robot Bat;

$x$ ,  $y$  : abscisses du point d'application de  $F_z$ .

➤ **E.L.S : (G + Q) + (Pr + Qr)**

$$N_s = 16248,24 + 6520,135 = 22768,37 \text{ kN.}$$

$$M_x = -9,08 \text{ kN.m}$$

$$M_y = -13,27 \text{ kN.m}$$

• **Situation accidentelle :**

$$[(G + Q \pm E) + (Pr + Qr)]_{\text{et}} [(0,8G \pm E) + 0,8Pr]$$

$$N_a = 22768,37 + 32846,93 \Rightarrow N_a = 55615,3 \text{ kN.}$$

$$M_x = 73,58 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 52,06 \text{ kN.m.}$$

- **a-Vérification des contraintes sous radier :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \sigma_{1,2} : \text{Contraintes du sol sous la structure (sous le radier)}$$

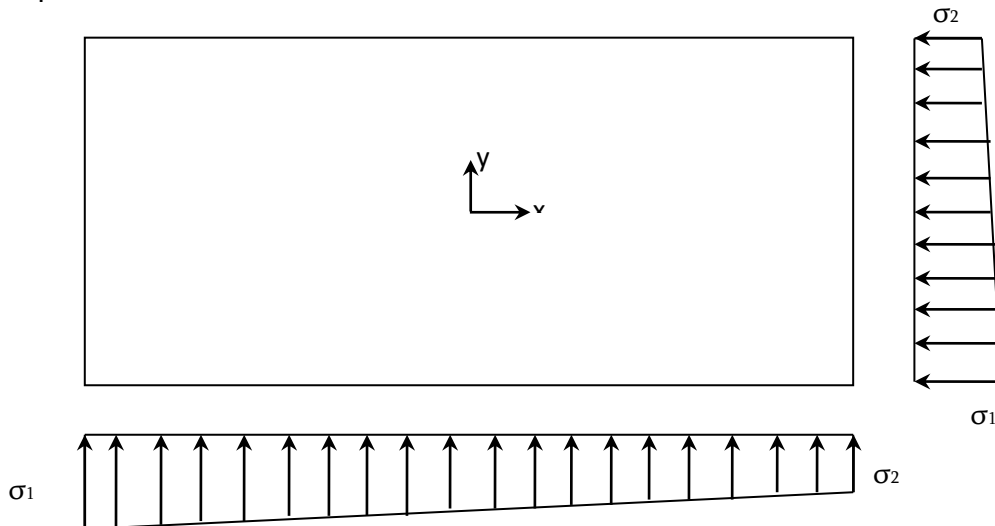


Figure.67. Schéma des contraintes du sol

- **Situation durable et transitoire :**

- **ELU :**

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_u}{S_r} \pm \frac{M_u}{I_r} \cdot V$$

$$N_u = 31532,4 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1,6 \text{ bars}$$

- ❖ **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{31532,4}{394,1457} \pm \frac{-12,41}{36082,7079} \cdot 11,4688 \right] \cdot 10^{-2} \sigma_1 = 0,79 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 0,80 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**La contrainte moyenne :**

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0,79 \text{ bars}$$

❖ **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{31532,4}{394,1457} \pm \frac{-18,14}{71114,4043} \cdot 8,2440 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 0,79 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 0,80 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**La contrainte moyenne :**  $\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0,79 \text{ bars}$

➤ **E L S :**

Suivant l'article de **RPA99/V2003 :**

$$\bar{\sigma}_{adm} = \bar{\sigma}_{sol}^u = 2 \cdot \bar{\sigma}_{sol} = 3,2 \text{ bars}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_s}{S_r} \pm \frac{M_s}{I_r} \cdot V$$

$$N_s = 22768,37 \text{ KN}$$

❖ **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{22768,37}{394,1457} \pm \frac{-9,08}{36082,7079} \cdot 11,4688 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 0,58 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 0,57 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**La contrainte moyenne :**  $\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0,57 \text{ bars}$

❖ **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{22768,37}{394,1457} \pm \frac{-13,27}{71114,4043} \cdot 8,2440 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 0,58 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 0,57 \text{ bars} < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**La contrainte moyenne :**  $\sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0,57 \text{ bars}$

➤ **Situation accidentelle :**

❖ **Sens X-X :**

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{55615,3}{394,1457} \pm \frac{73,58}{36082,7079} \cdot 11,4688 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.41bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1.41bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.41bars$$

❖ **Sens Y-Y :**

$$\sigma_{1,2} = \left[ \frac{55615,3}{394,1457} \pm \frac{52,06}{71114,4043} \cdot 8,2440 \right] \cdot 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = 1.41bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_2 = 1.41bars < \bar{\sigma}_{adm} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\text{La contrainte moyenne : } \sigma_{moy} = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 1.41bars$$

## VII.4. Ferrailage du radier

❖ **Ferrailage de la dalle :**

- Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur en flexion simple.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.

❖ **Détermination des efforts :**

Charge pour une bande de 1m

$$q = \sigma_m \left( \frac{L}{4} \right) \cdot 1m$$

$$\text{Le panneau le plus sollicité : } \begin{matrix} L_x = 5,32 m \\ L_y = 5,58 m \end{matrix}$$

$$\zeta = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,32}{5,58} = 0,95 m \Rightarrow \text{La dalle porte suivant les deux directions.}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } l_x$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{Suivant la direction } l_y$$

➤ **E L U :**

$$q_u = \sigma_m \cdot 1 m = 79 \text{ KN/ml}$$

➤ **E L S :**

$$q_s = \sigma_m \cdot 1 m = 57 \text{ KN/ml}$$

• **Situation accidentelle :**

$$q_{acc} = \sigma_m \cdot 1 m = 141 \text{ KN/ml}$$

	$L_x(m)$	$L_y(m)$	$\frac{L_x}{L_y}$	$\mu_x$	$\mu_y$	$M_x(KN.m)$	$M_y(KN.m)$
<b>E.L.U</b> ( $\nu = 0$ )	5,32	5.58	0.95	0.0410	0.8875	91,67	81,357
<b>E.L.S</b> ( $\nu = 0,2$ )	5,32	5.58	0.95	0,0483	0,9236	77,919	71,96

**Tableau .27 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant des panneaux en (KN.m)**

<b>SENS MOMENTS</b>	<b>SENS X-X</b>		<b>SENS Y-Y</b>	
	<b>E.L.U</b>	<b>E.L.S</b>	<b>E.L.U</b>	<b>E.L.S</b>
<b>M<sub>a</sub>[KN.M]</b>	-45,83	-38,959	-40,678	-35,98
<b>M<sub>t</sub> [KN.M]</b>	68,752	58,439	61,017	53,97

**Tableau.28: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales en appuis et en travées**

- **Calcul des armatures :**

- ❖ **Enrobage :**

Fissuration préjudiciable  $\longrightarrow a = 2\text{cm}$

$$C_x = a + \frac{\phi}{2} \quad ; \quad C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2}$$

$$\phi_{\max} \leq \frac{h_0}{10} = \frac{40}{10} = 4 \text{ cm}$$

En prend :  $\phi = 2 \text{ cm}$

Donc :

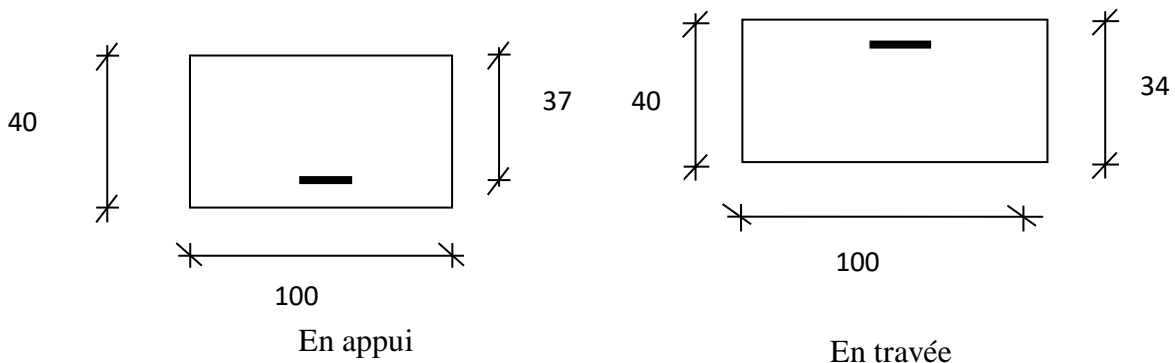
$$C_x = a + \frac{2}{2} = 3 \text{ cm} \quad ; \quad C_y = a + 2 + \frac{2}{2} = 6 \text{ cm}$$

$$d_x = h_0 - c_x = 37 \text{ cm} \quad ; \quad d_y = h_0 - c_y = 34 \text{ cm}$$

**-Sections de calcul :**

**Sections de calcul :**

**Sens xx ,yy**



**Figure .69. Section de calcul dans le sens xx yy .**

✚ Sens xx

❖ En travée :

✱ E.L.U :

$$M_{tx}^u = 68,752 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{68752}{14.2 \times 100 \times (37)^2} = 0,04$$

$$\mu = 0,04 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 0.075 \Rightarrow \beta = 0.87.$$

$$A_{tx} = \frac{68752}{348 \times 0,87 \times 37} = 6,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 37 \times \frac{2,1}{400} = 4,46 \text{ cm}^2 / \text{ml} \Rightarrow A_{\min} = 4.46 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A = \max (6,14 ; 4.46) \Rightarrow A = 6,14 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ Choix des armatures:

$$4\text{T14/ml} \longrightarrow A = 6,16 / \text{ml}$$

$$(\text{T14} \longrightarrow e = 20 \text{ cm})$$

✱ E.L.S. :

$$M_{tx}^s = 58,439 \text{ KN.m}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \begin{cases} \overline{\sigma_b} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma_s} = \min \left( \frac{2}{3} \cdot f_e ; 150\eta \right) = 240 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 6,16}{100} = 0,924 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 6,16 \cdot 37}{100} = 68,376 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,924 + \sqrt{(0,924)^2 + 68,376} = 7,39 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (7,39)^3}{3} + 15 \cdot 6,16 \cdot (37 - 7,39)^2 = 94464,67 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{584390}{94464,67} = 6,18$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 6,18 \cdot 7,39 = 45,67 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 6,18 \cdot (37 - 7,39) = 2744,84 \text{ MPa}$$

✓ **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b > \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et} \\ \text{Doivent être recalculé à l'ELS}$$

• **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{58439}{240 \cdot 100 \cdot (37)^2} = 0,0018$$

$$\mu_1 = 0,0018 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,9287 \\ k_1 = 55,16 \end{cases}$$

❖ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \approx A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{58439}{240 \cdot 0,9287 \cdot 37} = 7,08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ **Choix des armatures:**

$$5\text{T}14/\text{ml} \quad \longrightarrow \quad A = 7,70 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(\text{T}14 \quad \longrightarrow \quad e = 20 \text{ cm})$$

✓ **En appuis :**

❖ **ELU :**

$$M_{ax}^u = -45,83 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{45830}{14,2 \times 100 \times (37)^2} = 0,023$$

$$\mu = 0,023 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 0,075 \Rightarrow \beta = 0,975$$

$$A = \frac{45830}{348 \times 0,975 \times 37} = 3,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ **Choix des armatures:**

$$4\text{T}12/\text{ml} \longrightarrow A = 4,52/\text{ml}$$

$$(\text{T} 12 \longrightarrow e = 20\text{cm}).$$

❖ **ELS :**

$$M_{ax}^s = -38,959 \text{ KN.m}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \begin{cases} \overline{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 150\eta\right) = 240 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 4,52}{100} = 0,67 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 4,52 \cdot 37}{100} = 50,17 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,67 + \sqrt{(0,67)^2 + 50,17} = 6,44 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (6,44)^3}{3} + 15 \cdot 4,52 \cdot (37 - 6,44)^2 = 72222,34 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{389590}{72222,34} = 5,39$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 5,39 \cdot 6,44 = 34,73 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 5,39 \cdot (37 - 6,44) = 2470,77 \text{ MPa}$$

✓ **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b > \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU ne convient pas et} \\ \text{doivent être recalculé à l'ELS}$$

✓ **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{389590}{240 \cdot 100 \cdot (37)^2} = 0.0118$$

$$\mu_1 = 0,0118 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0.8429 \\ k_1 = 16,83 \end{cases}$$

✓ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\checkmark \quad \sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{240}{16,83} = 14,26 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{389590}{240 \cdot 0,8429 \cdot 37} = 5,2 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ **Choix des armatures :**

$$5\text{T}12/\text{ml} \quad \longrightarrow \quad A = 5,65 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T}12 \quad \longrightarrow \quad e = 20 \text{ cm})$$

❖ **Sens Y-Y :**

**En travée :**

❖ **E.L.U :**

$$M_{ty}^u = 61,017 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{610170}{14.2 \times 100 \times (34)^2} = 0.037$$

$$\mu = 0.037 < \mu_L = 0.392 \text{ (acier FeE400)} \Rightarrow A' \neq \emptyset \text{ et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.075 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \alpha = 0,975$$

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{610170}{348 \times 0,975 \times 37} = 13,13 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures:**

$$7\text{T}16/\text{ml} \quad \longrightarrow \quad A = 14,07 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T}16 \quad \longrightarrow \quad e = 20 \text{ cm})$$

❖ **E.L.S:**

$$M_{ty}^s = 53,97 \text{ kN.m}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \begin{cases} \overline{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 150\eta\right) = 240 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 14,07}{100} = 2,11 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 14,07 \cdot 34}{100} = 143,51 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2,11 + \sqrt{(2,11)^2 + 143,51} = 10,05 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (10,05)^3}{3} + 15 \cdot 14,07 \cdot (34 - 10,05)^2 = 154894,64 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{53970}{154894,64} = 0,35$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,35 \cdot 10,05 = 3,52 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,35 \cdot (34 - 10,05) = 125,73 \text{ MPa}$$

**Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l' ELU ne conviennent pas et} \\ \text{doivent être recalculées à l'ELS}$$

❖ **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{53970}{240 \cdot 100 \cdot (34)^2} = 0,0019$$

$$\mu_1 = 0,0034 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,929 \\ k_1 = 55,16 \end{cases}$$

❖ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma}_s}{k_1} = \frac{240}{55,16} = 4,35 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{53970}{240 \cdot 0,929 \cdot 34} = 7,12 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ **Choix des armatures:**

$$4T16/ml \longrightarrow A = 8,04 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T16 \longrightarrow e = 15 \text{ cm})$$

✚ **En appuis :**

➤ **E.L.U :**

$$M_{ay}^u = -40,678 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{40678}{14.2 \times 100 \times (34)^2} = 0,024$$

$$\mu = 0,024 < \mu_L = 0,392 \text{ (acier FeE400)} \Rightarrow A' \neq \text{ et } 1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,051 \Rightarrow \beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,98$$

$$A_{ay} = \frac{M_{ay}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{40678}{348 \times 0,98 \times 34} = 3,51 \text{ cm}^2$$

✓ **Choix des armatures:**

$$5T10/ml \longrightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/ml$$

$$(T10 \longrightarrow e = 15 \text{ cm}).$$

➤ **E.L.S :**

$$M_{ay}^s = -35,98 \text{ KN.m}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \begin{cases} \overline{\sigma_b} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma_s} = \min \left( \frac{2}{3} \cdot f_e; 150\eta \right) = 240 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 3,93}{100} = 0,6 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 3,93 \cdot 34}{100} = 40,09 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,6 + \sqrt{(0,6)^2 + 40,09} = 5,76 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (5,76)^3}{3} + 15 \cdot 3,93 \cdot (34 - 5,76)^2 = 53382,58 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{35980}{53382,58} = 6,74$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 6,74 \cdot 5,76 = 38,82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 6,74 \cdot (34 - 5,76) = 2855,064 \text{ MPa}$$

✓ **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b > \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s > \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l' ELU ne conviennent pas et} \\ \text{doivent être recalculées à l'ELS}$$

❖ **Détermination des armatures à l'Etat limite de service :**

$$\mu_1 = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot b \cdot d^2} = \frac{35980}{240 \cdot 100 \cdot (34)^2} = 0,0012$$

$$\mu_1 = 0,00085 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \beta_1 = 0,94 \\ k_1 = 69,57 \end{cases}$$

❖ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\sigma_b = \frac{\overline{\sigma_s}}{k_1} = \frac{240}{69,57} = 3,45 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow A' \neq \emptyset$$

$$A_s = \frac{M_s}{\sigma_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{35980}{240 \cdot 0,94 \cdot 34} = 4,69 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ **Choix des armatures:**

$$6\text{T}10/\text{ml} \longrightarrow A = 4,71/\text{ml}$$

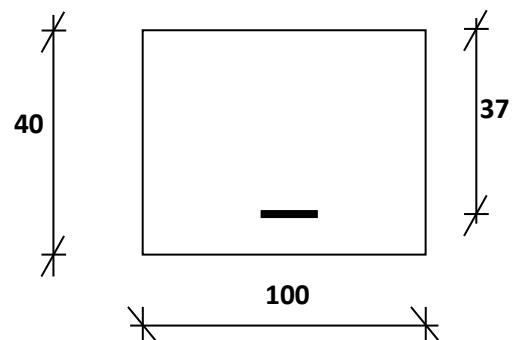
$$(\text{T}6 \longrightarrow e = 15\text{cm}).$$

✚ **Ferraillage du débordement :**

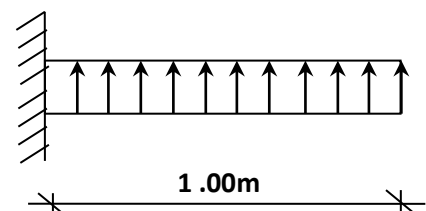
Le débordement est de 100 cm de chaque côté.

➤ **ELU :**

$$\sigma_m = 79 \text{ KN/m}^2$$



**Figure.70. Section de calcul.**



**Figure.71. Schéma statique du**

-Pour une bonde de 1m de largeur

$$q_u = 79 \cdot 1 = 79 \text{ KN/ml}$$

$$M_u = -q_u \cdot \frac{l^2}{2} = -39,5 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{3950}{14.2 \times 100 \times (37)^2} = 0.0020$$

$$\mu = 0,0020 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow A' \neq \text{et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0025 \Rightarrow \beta = 1 - 0.4 \alpha = 0,999$$

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{3950}{348 \times 0.999 \times 37} = 0.31 \text{ cm}^2$$

**Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \cdot 100 \cdot 37 \cdot \frac{2.1}{400} = 4,47 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_t = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = 4,47 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

✓ **Choix des armatures:**

$$4\text{T14} \quad \longrightarrow \mathbf{A} = 6.16 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$(\text{T14} \longrightarrow e = 25 \text{ cm})$$

➤ **E L S :**

$$q_s = 57 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = -q_s \cdot \frac{l^2}{2} = -28,5 \text{ KN.m}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e 150\eta\right) = 240 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$D = \frac{15 \cdot A}{b} = \frac{15 \cdot 6.16}{100} = 0,92 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30 \cdot A \cdot d}{b} = \frac{30 \cdot 6.16 \cdot 37}{100} = 68,37 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -0,92 + \sqrt{(0,92)^2 + 68,37} = 7,39 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_1^3}{3} + 15 \cdot A \cdot (d - y_1)^2 = \frac{100 \cdot (7,39)^3}{3} + 15 \cdot 6.16 (37 - 7,39)^2 = 94464,67 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{2850}{94464,67} = 0,03$$

$$\sigma_b = k \cdot y_1 = 0,03 \cdot 7,39 = 0,22 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot k \cdot (d - y_1) = 15 \cdot 0,03 \cdot (37 - 7,39) = 13,32 \text{ MPa}$$

✓ **Conclusion :**

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \overline{\sigma_s} = 240 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l' ELU seront maintenues}$$

✚ **Ferraillage des poutres :**

**Charge équivalente :**

Pour faciliter le calcul des poutres, on remplace les charges triangulaires et trapézoïdales par des charges équivalentes uniformes (par unité de longueur). Ces dernières sont obtenues en égalisant les sollicitation maximales (M,T) provoquées par le chargement réel et celle données par une charge désignée par (q équivalente)

➤ **Accidentelle :**

**Poutres principales :**

$$q_1^{acc} = \left[ \bar{q}_1 \frac{Ly + (Ly - Lx)}{2} \right] \frac{2}{ly} \Rightarrow q_1 = \left[ 141 \frac{5.32 + (5.32 - 3,76)}{2} \right] \frac{2}{5.32} \Rightarrow q_1 = 141,29 \text{ KN}$$

**Poutres secondaires :**

$$q_1^{acc} = \left[ \bar{q}_1 \frac{Lx}{2} \right] \frac{2}{lx} \Rightarrow q_1 = \left[ 141 \frac{3,76}{2} \right] \frac{2}{5.32} \Rightarrow q_1 = 99,65 \text{ Kn}$$

➤ **ELU**

**Poutres principales :**

$$q_1 = 79,29\text{kN}$$

**Poutres secondaires :**

$$q_1 = 55,83\text{kN}$$

➤ **ELS :**

**Poutres principales :**

$$q_1 = 57,29\text{kN}$$

**Poutres secondaires :**

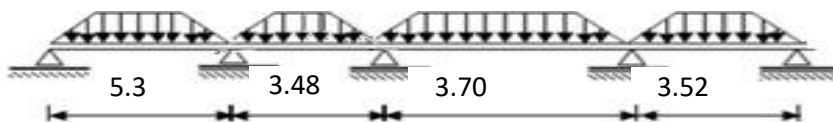
$$q_1 = 40,28\text{kN}$$

**1/ Poutres principales :**

$\bar{q}_1$  : Charges provenant du radier ;

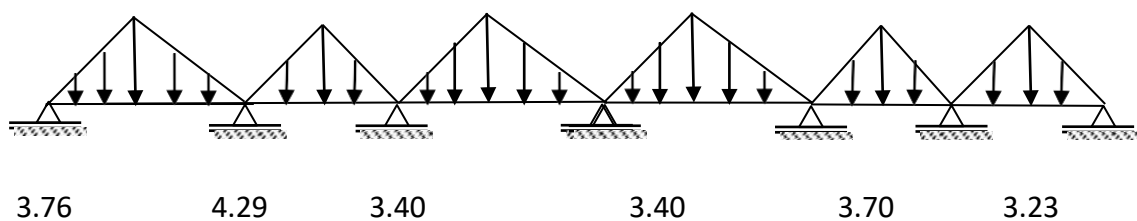
$q_1$  : Charge équivalente ;

$M_i$  : sollicitations réelle apportées par les poteaux (voir annexe II).



**Figure.72.** Distribution des charges sur les Poutre

**2/ Poutres secondaires :**



**Figure.73.** Distribution des charges sur les poutres secondaires

### Remarque :

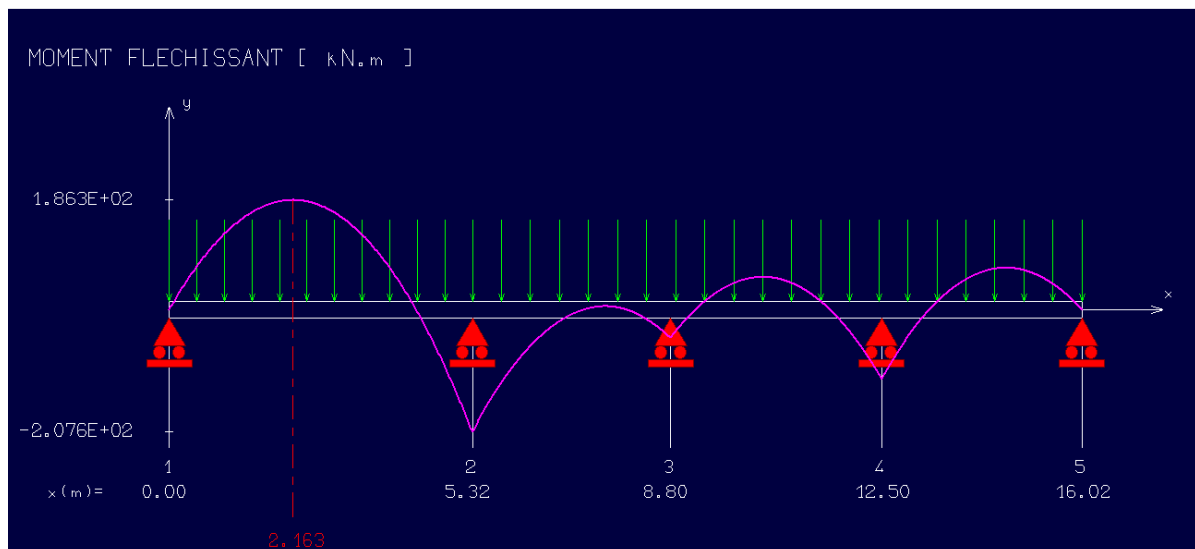
Les sollicitations sont calculées par le logiciel Robot Bat suivant le chargement des poutres mentionnées auparavant.

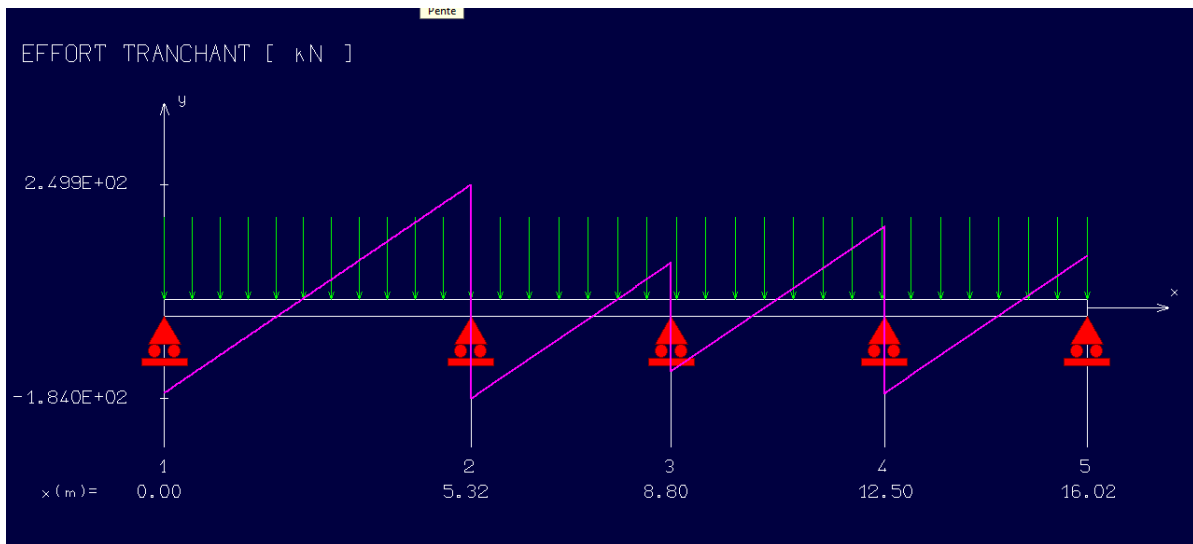
Les résultats des moments sont récapitulés dans le tableau suivant.

**Tableau.29:**Tableau récapitulatif des sollicitations et des armatures :

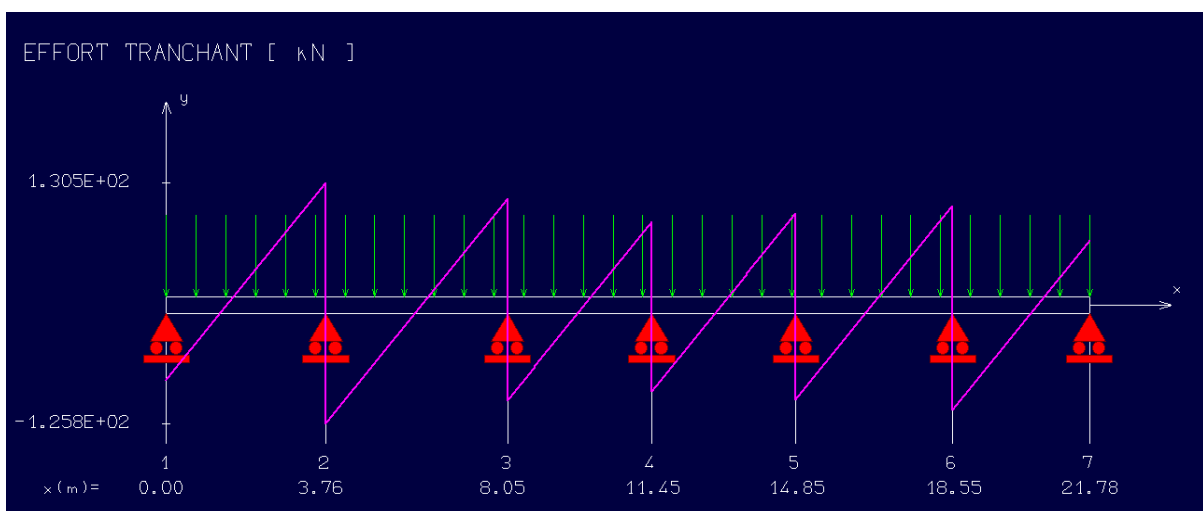
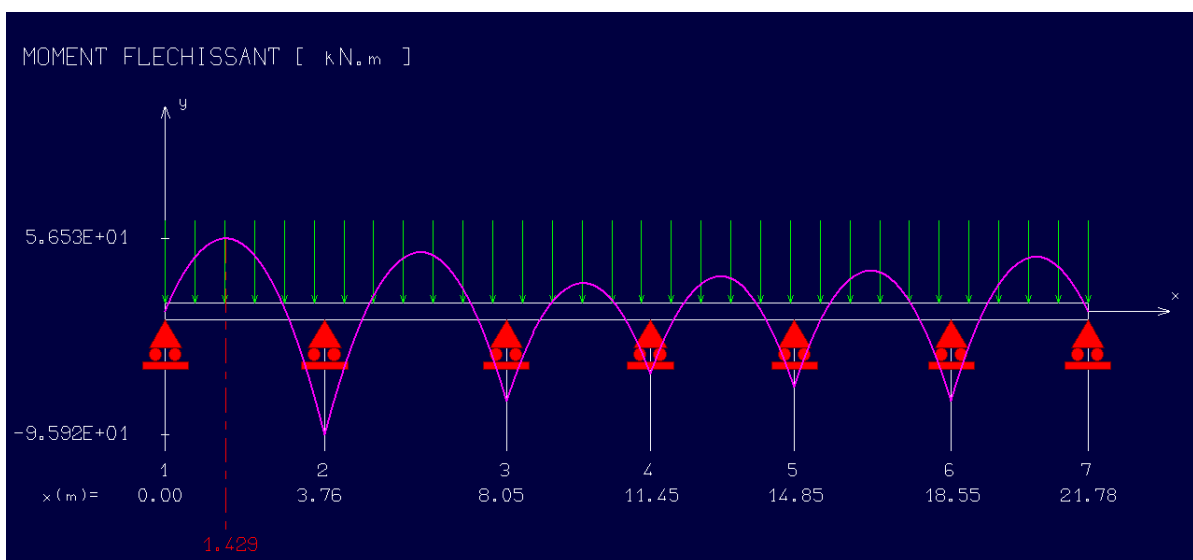
	Poutre principale		Poutre secondaire	
	Travée	Appui	travée	Appui
<b>Moment à l'ELUR (KN.m)</b>	-186.3	207.6	-56.53	95.92
<b>Moment à l'ELS (KN.m)</b>	-134.6	150.0	-40.78	69.21
<b>Moment à accidentelle (KN.m)</b>	-332	370	-100.9	171.2
<b>Effort tranchant (KN)</b>	249.9		130.5	
<b>A calculée (cm<sup>2</sup>)</b>	17.11	19.49	6.12	7.75
<b>Choix des armatures</b>	2T14+8T16 A=19.16 cm <sup>2</sup>	8T16+4T14 A=22.24 cm <sup>2</sup>	4T14 A=6.16 cm <sup>2</sup>	2T12+4T14 A=8.42 cm <sup>2</sup>

### Nervures principales ELUR :





**Nervures principales ELS :**



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

**-Poutre au sens principal:**

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \cdot f_{c28} / 1.5; 4MPa) = 2.5MPa$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{439400}{135 \cdot 90 \cdot 100} = 0.36 < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**-Poutre au sens secondaire:**

$$\bar{\tau}_u = \min(0.15 \cdot f_{c28} / 1.5; 4MPa) = 2.5MPa$$

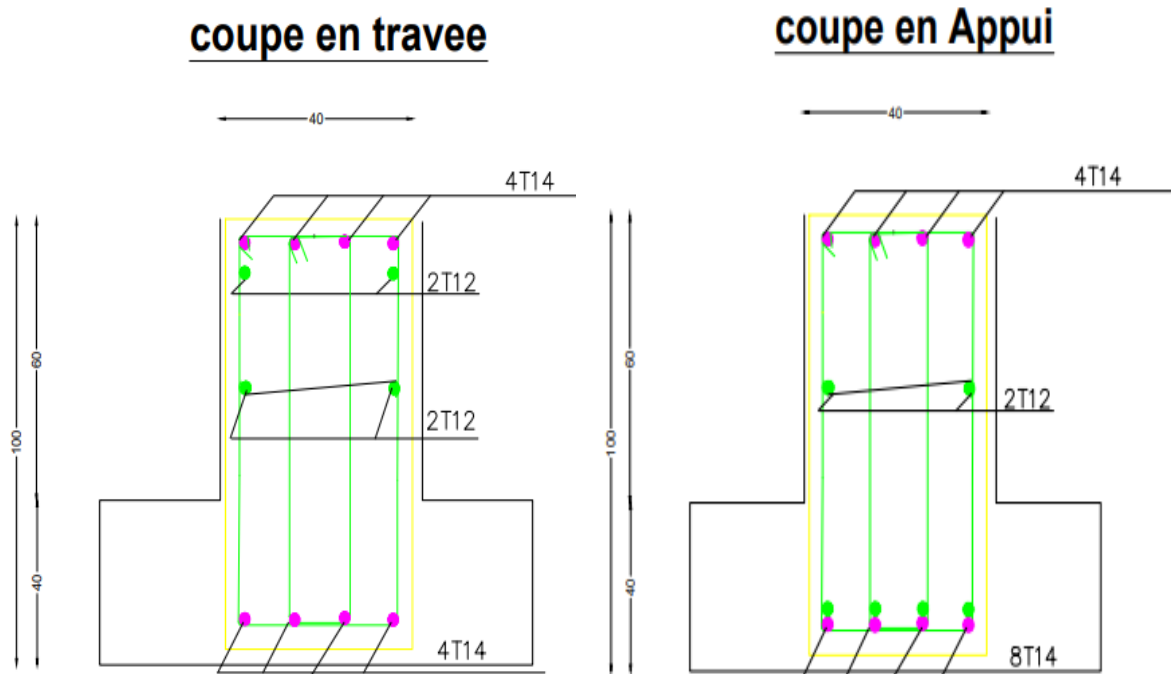
$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{388400}{125 \cdot 90 \cdot 100} = 0.34 < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne de la poutre.

Section des armatures transversales :

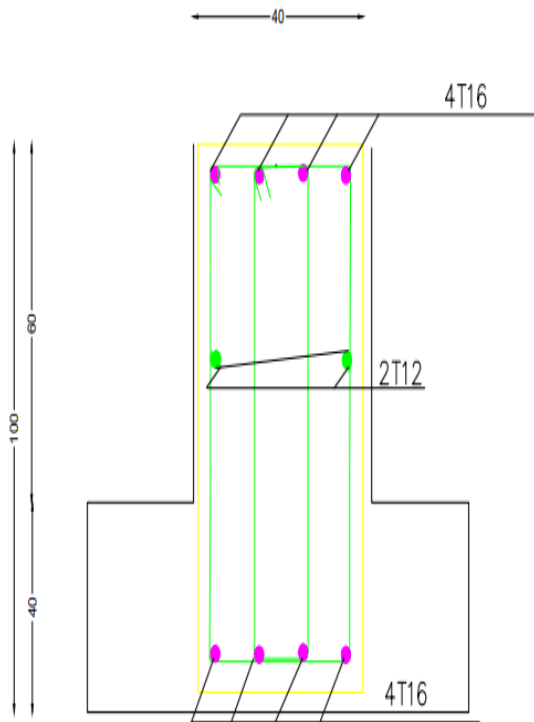
Après le calcul, on a trouvé :

$$A_t = 4 \phi 8 \text{ espacées de : } \begin{cases} 25 \text{ cm} & \text{pour la zone courante.} \\ 15 \text{ cm} & \text{pour la zone nodale.} \end{cases}$$

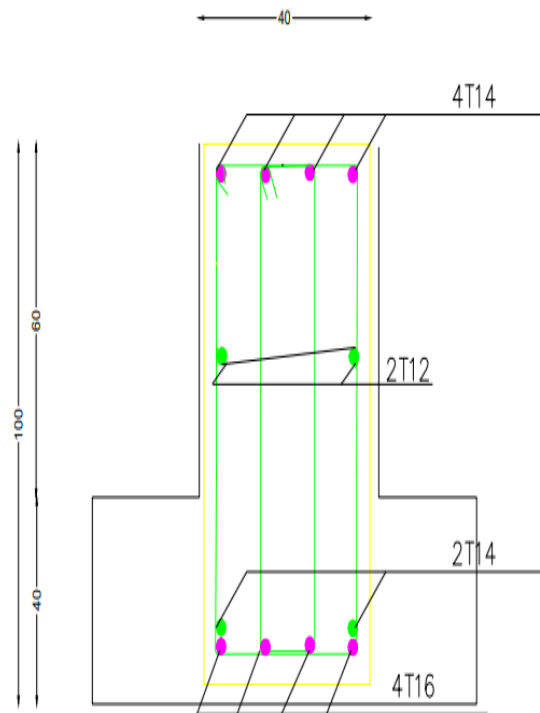


**Figure.74.** Dessin de ferrailage de la poutre principale :

### coupe en travee



### coupe en Appui



**Figure.75.** Dessin de ferrailage de la poutre secondaire

## **Conclusion**

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de Master, d'approfondir nos connaissances en se basant sur les documents techniques et pratiques, de mettre en évidence des principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures.

Le but de cette étude est de chercher une meilleure configuration de la structure en matière de disposition des voiles en minimisant le nombre de ces derniers à travers les cas étudiés dans cette mémoire, qui ont fournies des résultats cohérents et significatifs.

En outre, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour minimiser toutes les contraintes, et arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important (aspect économique).

Enfin, l'objectif principal de l'ingénieur concepteur est de réduire le risque sismique à un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage en adoptant une conception optimale qui satisfait les exigences architecturales et les exigences sécuritaires.

## REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

J. PERCHAT, « Béton armé, Règles BAEL, Pièces soumises à des sollicitations normales », Edition techniques de l'ingénieur,

J.P. MOUGIN, « Cour de béton armé, BAEL91, calcul des éléments simples et de structure de bâtiment », Edition EYROLLES, 1992.

H. Thonier, « Conception et calcul des structures en bâtiment, tome III », Presses des ponts et chaussées, Paris.

M. BELAZOUGUI, « Le béton armé aux états limites », OPU, 2000.

D.T.R.BC 2-41, « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé C.B.A. 93 », Edition du Centre national de la recherche appliquée en génie parasismique, 1993.

DTR B.C. 2.2 « Charges permanente et charges d'exploitation », Edition du Centre national de la recherche appliquée en génie parasismique, 1988.

\_ Règles Parasismiques Algériennes R.P.A.99 (version 2003).  
Aid mémoire promotion 2018,2019, 2020.

## MEMOIRES DE FIN D'ETUDES :

### LOGICIELS

Logiciel d'analyse des structures **ROBOT**

Logiciel de ferrailage **SOCOTEC**

EXCEL

WORD

AUTO CAD 2016

RDM 6