



Faculty of Sciences and Technology

Civil Engineering Department

كلية العلوم والتكنولوجيا

قسم الهندسة المدنية

N° d'ordre : M2... /GC/2024

## MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Option : Structures

Thème

**ETUDE D'UNE TOUR EN BETON ARME A USAGE  
MULTIPLE (S/SOL+RDC+9 ETAGES)**

Présenté par :

M. DJEROUROU Smail

M. DAMENE Fatma

Soutenu le 27/06/2024 devant le jury composé de :

Dr. ZELMAT Yassine

Présidente :

Université de Mostaganem

Dr. BELBACHIR Nesrine

Encadrante :

Université de Mostaganem

Dr. DJILALI Nassira

Examinatrice:

Université de Mostaganem

Année Universitaire 2023/2024

بِسْمِ

اللّٰهِ الرَّحْمٰنِ الرَّحِیْمِ

## **REMERCIEMENTS**

Nous remercions ALLAH le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté de réaliser ce modeste projet.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragés et soutenu durant toutes nos études.

Nous tenons à remercier chaleureusement notre encadrante Dr. BELBACHIR Nesrine, pour son soutien inestimable, ses conseils avisés et sa bienveillance tout au long de la réalisation de ce projet.

Enfin, nos sincères reconnaissances et gratitudees à tous nos enseignants de Génie Civil de l'université de Abdelhamid Ibn Badis.

## **Dédicace**

A mes deux adorables et agréables parents, mon guide dans ma vie, symbole de tendresse.

A mon père et ma mère pour leurs amours et leurs sacrifices. Ils m'ont encouragé et soutenue tout au long de ce travail, j'espère que je vous rendrai fières d'avantage.

A mes sœurs et mon frère.

A mes proches et toute ma famille.

A mes amis.

**FATMA.**

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et m'a soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci infiniment mes parents.

A ma très chère sœur Khadra.

A mon meilleur ami Ayoub.

A mon encadrante Dr. BELBACHIR Nesrine, qui a fait tout son possible pour nous aider et nous orienter dans l'élaboration de notre mémoire.

A toute la promotion de génie civil 2023/2024.

**SMAIL.**

## RESUME

Ce projet présente une étude détaillée d'une Tour en béton armé contreventée par des voiles de contreventement à usage multiple (Habitation, commercial) Constitué d'un sous-sol, un rez de chaussée+ 9 étages, implantée dans la wilaya d'Oran, zone de sismicité moyenne (zone IIa).

Cette étude se compose de quatre parties :

- **La première partie** : c'est la description générale du projet avec une présentation de l'aspect architectural des éléments de la tour suivie par le pré dimensionnement de la structure et la descente des charges.
- **La deuxième partie** : a été consacrée à l'étude des éléments secondaires (les planchers ; l'acrotère ; les balcons et les escaliers).
- **L'étude dynamique de la structure** : a été réalisée dans la troisième partie en utilisant « Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022 » afin de vérifier la stabilité de la structure et déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique).
- **La dernière partie** : comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (Voiles, poteaux, poutres et fondation). Ceci, en tenant compte des recommandations du BAEL91 révisée 99 et des règlements parasismiques algériens RPA 99/2003.

**Mots clés** : Tour, béton armé, ferrailage, séisme, Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022 ; RPA 99 / version 2003 ; BAEL 91 révisée 99.

## ABSTRACT

This project presents a detailed study of reinforced concrete Tower with shear walls. The tower has multi-use (habitational and commercial) and composed of a basement, a ground floor + 9 stories, implemented in the district of Oran. This study consists of four parts:

- **The first part:** is the general description of the project with a presentation of the architectural aspects of building elements, then the structure pre dimensioning and finally the computation of loads transmission from the upper structure to the lower structure.

- **The second part:** was devoted to secondary structural elements (e.g: Floors, parapet wall, balcony and the staircase).

- **The dynamic study of the structure:** was realized in the third part by using “Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022” in order to verify the building stability and to determine the various solicitations due to loads (permanent loads, operational and seismic loading).

- **The last part:** includes the reinforcement of the various resistance elements of the structure (walls, columns, beams and foundation). Taking into account the recommendations of BAEL91, modified 99 Algerian seismic regulations and RPA 99 / version 2003.

- **Keywords :** Tower, reinforced, concrete, reinforcement ,earthquake, Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022 ; RPA 99 / version 2003 ; BAEL 91 modified 99

## المخلص

هذا المشروع هو عبارة عن دراسة مفصلة لبرج من الخرسانة المسلحة يحتوي على إطارات مدعمة بجدران القص. هذا البرج له استخدامات متعددة (سكنية. تجارية) ويتكون من طابق تحت ارضي وطابق أرضي بالإضافة إلى تسعة طوابق علوية ويقع في ولاية وهران التي تنصف كمنطقة ذات نشاط زلزالي متوسط.

اشتملت الدراسة على أربعة محاور

**المحور الأول:** تفصيل عام للمشروع يشتمل على تعريف المشروع والبنية، مع تحديد الأبعاد الأولية للعناصر وحمولة كل العناصر المكونة لها.

**المحور الثاني:** دراسة الأجزاء الثانوية من البنية (البلاطات الشرفات، الحواشي والسلالم).

**المحور الثالث:** الدراسة الديناميكية للبنية بواسطة برنامج Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2022 من أجل التحقق من استقرار الهيكل و تحديد الأحمال المختلفة الناجمة عن الحمولات (الأحمال الدائمة و الأحمال التشغيلية و الزلزالية).

**المحور الرابع:** يشتمل على دراسة الأجزاء المقاومة للبنية (العوارض. الأعمدة، الجدران والأساسات) اعتمادا على RPA 99 / version 2003 BAEL 91 révisée 99

الكلمات المفتاحية: البرج، الخرسانة المسلحة، هزة أرضية، التعزيز Autodesk Robot Structural Analysis Professional

RPA 99 / version 2003 BAEL 91 révisée 99. 2022

## SYMBOLE ET NOTATION

**A** : Coefficient d'accélération de zone

**A<sub>a</sub>** : Section d'armature en appui

**A<sub>1</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>ser</sub>** : Section d'armature d'état limite de service

**A<sub>t</sub>** : Section d'armature de travée ou transversale

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

**A<sub>x</sub>** : Section d'armature du sens x-x

**A<sub>y</sub>** : Section d'armature du sens y-y

**B<sub>r</sub>** : Section réduite du béton

**C<sub>p</sub>** : Facteur de force horizontale

**C<sub>s</sub>** : Coefficient de sécurité

**C<sub>r</sub>** : Charge de rupture

**C<sub>m</sub>** : Charge de rupture minimale nécessaire

**D** : coefficient d'amplification dynamique

**E** : module de déformation longitudinale

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

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

**G** : action permanente

**H** : hauteur

**H<sub>A</sub>** : armature à haute adhérence

**I** : moment d'inertie

**I<sub>f</sub>** : Moment d'inertie fictif

**J** : action permanente avant mise en place des cloisons

**L** : longueur

**L<sub>e</sub>**: Longueur en élévation

**L<sub>n</sub>**: Entre axe des nervures

**L<sub>p</sub>**: Longueur en plan

**M** : moment fléchissant

**M<sub>a</sub>**: Moment fléchissant en appui

**M<sub>c</sub>** : Moment fléchissant en centre ; masse de la cabine ; moment de la console

**M<sub>d</sub>**: Moment fléchissant de la droite

**M<sub>e</sub>** : Masse du câble ; moment au centre de la section

**M<sub>f</sub>** : Moment fléchissant totale

**M<sub>g</sub>** : Moment fléchissant sous charge permanente ; masse du treuil ; moment dû au garde-corps

**M<sub>j</sub>** : Moment fléchissant sous charge permanente avant mise en place des cloisons

**M<sub>l</sub>** : Masse linéaire

**M<sub>ser</sub>** : Moment fléchissant d'état limite de service

**M<sub>t</sub>** : Moment fléchissant de travée

**M<sub>u</sub>** : Moment fléchissant d'état limite ultime de résistance

**M<sub>w</sub>** : Moment fléchissant de la gauche

**M<sub>x</sub>**: Moment fléchissant du sens x-x

**M<sub>y</sub>** : Moment fléchissant du sens y-y

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

**M<sub>1</sub>** : Moment par rapport aux armatures tendues ; coefficient de Pigeaud

**N** : effort normal

**N<sub>e</sub>**: Effort normal au centre de la section

**N<sub>p,p</sub>**: Effort normal dû au poids des poutres principales

**N<sub>p,s</sub>** : Effort normal dû au poids des poutres secondaires

$N_{ser}$  : Effort normal d'état limite de service  
 $N_u$  : Effort normal d'état limite ultime de résistance  
 $P$  : poids propre ; périmètre  
 $P_r$  : Poids propre du radier  
 $Q$  : action variable quelconque ; facteur de qualité  
 $R$  : rayon ; coefficient de comportement de la structure  
 $S$  : surface  
 $S_r$  : Surface du radier  
 $T$  : effort tranchant  
 $T_x$  : Période fondamentale dans le sens x-x  
 $T_y$  : Période fondamentale dans le sens y-y  $U_c$  : périmètre du contour  
 $V$  : action sismique ; effort horizontal  
 $V_t$  : Effort sismique à la base de la structure  
 $W$  : poids total de la structure  
 $W_p$  : Poids de l'élément en considération.  
 $a$  : longueur ; distance ; dimension  
 $b$  : largeur  
 $b_0$  : Largeur de la nervure  
 $b_1$  : Largeur de poteau  
 $c$  : enrobage  
 $d$  : hauteur utile ;  
 $e$  : excentricité ; espacement  
 $e_a$  : Excentricité additionnelle  
 $f$  : flèche  
 $f_c$  : Contrainte caractéristique du béton à la compression  
 $f_e$  : Limite élastique d'acier  
 $f_t$  : Contrainte caractéristique du béton à la traction

**g** : giron de la marche

**h** : hauteur

**h<sub>c</sub>**: Hauteur du corps creux

**h<sub>d</sub>**: Hauteur de la dalle

**h<sub>e</sub>**: Hauteur libre

**h<sub>moy</sub>** : Hauteur moyenne

**h<sub>t</sub>**: Hauteur totale

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

**h<sub>1</sub>**: Hauteur du poteau

**i** : rayon de giration

**j** : nombre des jours

**l** : longueur ; distance

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

**l<sub>x</sub>**: La petite dimension du panneau de la dalle

**l<sub>y</sub>**: La grande dimension du panneau de la dalle

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

**l<sub>0</sub>**: Longueur libre

**q<sub>b</sub>**: Charge linéaire induite par les marches

q<sub>eq</sub>: Charge linéaire équivalente

**q<sub>l</sub>**: charge linéaire

**q<sub>ser</sub>**: Charge linéaire d'état limite de service

**q<sub>u</sub>**: Charge linéaire d'état limite ultime de résistance

**q<sub>p</sub>**: Charge linéaire du palier

**s** : espacement

**t** : espacement ; période

**x** : abscisse

**y** : ordonnée

$y_1$  : Ordonnée du centre de gravité de la section homogène

$\alpha$  : Angle, coefficient sans dimension

$\gamma$  : Coefficient partiel de sécurité, rapport des moments

$\beta$  : Coefficient sans dimension, coefficient de pondération

$\varepsilon$  : Coefficient de réponse

$\eta$  : Coefficient de fissuration relatif, facteur de correction d'amortissement

$\theta$  : Déviation angulaire, coefficient sans dimension, coefficient globale dépendant du type de construction

$\lambda$  : Élancement mécanique d'un élément comprimé, coefficient sans dimension, rapport des dimensions

$\mu$  : Moment réduit

$\nu$  : Coefficient de poisson

$\rho$  : Rapport de deux dimensions

$\sigma$  : Contrainte de béton ou d'acier

$\tau$  : Contrainte tangentielle ou de cisaillement

$\psi$  : Coefficient de pondération

$\xi$  : Pourcentage d'amortissement critique

$\delta$  : Coefficient de réduction, espacement des armatures transversales, déplacement

$\Sigma$  : Sommation

$\varphi$  : Diamètre d'armature transversale ou treillis soudés

## LISTE DES FIGURES

Figure.I 1: vue sur la situation du site étudié .....	2
Figure.I 2: Plan RDC.....	3
Figure.I 3: Plan étage courant.....	3
Figure.I 4: Plan de terrasse .....	4
Figure.II 1: Plancher à corps creux .....	13
Figure.II 2: Schéma d'une poutrelle.....	15
Figure.II 3: Schéma d'une poutrelle.....	16
Figure.II 4: Coupe sur voile .....	18
Figure.II 5 : Schéma de l'escalier.....	19
Figure.II 6: schéma représentatif d'un étage courant. ....	25
Figure.II 7: représentation du poteau le plus sollicité .....	28
Figure.III 2: Schéma statique de la poutrelle type 01 .....	44
Figure.III 3: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU pour poutrelle 01 en ELS.....	48
Figure.III 4: Schémas récapitulatif des moments fléchissant pour type 01 de poutrelle en ELS .....	50
Figure.III 5: Section de calcul en travée .....	51
Figure.III 6: Section de calcul en appuis.....	53
Figure.III 7: Coupe transversale d'un plancher à corps creux. ....	60
Figure.III 8: Dimensions d'un panneau de dalle. ....	61
Figure.III 9: Ferrailage de la dalle pleine. ....	72
Figure.IV 1: les dimensions d'acrotère. ....	73
Figure.IV 2: section de calcul.....	74
Figure.IV 3: Position du point d'application de l'effort normal $N_u$ .....	75
Figure.IV 4: schémas de ferrailage d'acrotère. ....	79
Figure.IV 5: Schéma statique du balcon .....	79
Figure.IV 6: Coupe sur balcon. ....	80
Figure.IV 7: Diagramme moment état limite ultime.....	81
Figure.IV 8: Diagramme de efforts tranchant .....	81
Figure.IV 9: Diagramme moment état limite service.....	82
Figure.IV 10: Diagramme de efforts tranchant .....	82
Figure.IV 11: Section de calcul. ....	83
Figure.IV 12: Schéma du ferrailage de balcon.....	85
Figure.IV 13: schéma statique d'escalier ELU .....	86
Figure.IV 14: Diagramme du moment à ELU.....	87
Figure.IV 15: Diagramme effort tranchant à ELU.....	87
Figure.IV 16: Diagramme du moment à ELS .....	87
Figure.IV 17 Schéma de ferrailage .....	92
Figure.IV 18: schéma statique de la poutre palière .....	93
Figure.V 1: Interface de Robot Structural Analysis Professional 2022 .....	101
Figure.VI 1: Section de calcul.....	112
Figure.VI 2: Section de calcul.....	116
Figure.VI 3: Section de calcul.....	121

Figure.VI 4: Sollicitation sur les poteaux.....	129
Figure.VII 1 : Schéma d'un voile.....	143
Figure.VII 2: Schéma statique d'une voile périphérique. ....	156
Figure.VII 3: Schéma du panneau du voile.....	157
Figure.VIII 1 : Cartographies A L'ELU. ....	169
Figure.VIII 2: Cartographies A L'ELS. ....	170
Figure.VIII 3: Cartographies A L'ELU. ....	171
Figure.VIII 4: Cartographies A L'ELU. ....	171
Figure.VIII 5 : Ferrailages de raider .....	175

## LISTE DES TABLEAUX

Tableau.I. 1: de la résistance $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton .....	7
Tableau.I. 2 : Coefficient d'application .....	9
Tableau.I. 3 : Les contraintes du béton .....	9
Tableau.I. 4 : Les contraintes du acier.....	10
Tableau.II. 1 : Dimensions de poutres. ....	17
Tableau.II. 2 : Evaluation des charges du paillasse.....	20
Tableau.II. 3 : Évaluation des charges du palier. ....	20
Tableau.II. 4 : Évaluation des charges du balcon.....	21
Tableau.II. 5 : Charges du plancher étage courant .....	21
Tableau.II. 6 : Charges du plancher terrasse .....	22
Tableau.II. 7 : charges du plancher sous-sol. ....	22
Tableau.II. 8 : dégression des charges d'exploitation .....	24
Tableau.II. 9 : Pré-dimensionnement des poteaux .....	30
Tableau.III. 1 : les schémas statiques des poutrelles .....	32
Tableau.III. 2 : Schémas statiques des poutrelles.....	34
Tableau.III. 3 : Les efforts trouvés dans les différents types de poutrelles(TERRASSE) .....	44
Tableau.III. 4 : Calcul par la Méthode Forfaitaires .....	47
Tableau.III. 5 : Les efforts trouvés dans les différents types de poutrelles(TERRASSE) .....	49
Tableau.III. 6 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants max .....	50
Tableau.III. 7 : Tableau de ferrailage de poutrelles. ....	60
Tableau.III. 8 : Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.....	64
Tableau.IV.1 : Sollicitation de calcul.....	86
Tableau.IV. 2: Les moments et effort tranchant.....	88
Tableau.V. 1 : Tableau récapitulatif des résultats de la méthode statique (sens X).....	104
Tableau.V. 2 : Tableau récapitulatif des résultats de la méthode statique (sens Y).....	104
Tableau.V. 3 : Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique (sens X) .....	105
Tableau.V. 4 : Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique (sens Y) .....	105
Tableau.V. 5 : Résultat de l'analyse modal.....	106
Tableau.V. 6 : Vérification de la période dans la direction X.....	107
Tableau.V. 7 : Vérification de la période dans la direction Y.....	107
Tableau.V. 8 : Valeurs des déplacements inter-étages.....	108
Tableau.V. 9 : Vérification de l'effet $P\Delta$ sens X-X .....	108
Tableau.V. 10: Vérification de l'effet $P\Delta$ sens Y-Y. ....	109
Tableau.VI. 1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant .....	112
Tableau.VI. 2 : Tableau de ferrailage.....	116
Tableau.VI. 3 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant .....	116
Tableau.VI. 4 : Tableau de ferrailage.....	120
Tableau.VI. 5 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant .....	121
Tableau.VI. 6: Tableau de ferrailage.....	125
Tableau.VI. 7 : Schémas du ferrailage des poutres : .....	127
Tableau.VI. 8 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux.....	133
Tableau.VI. 9 : Tableau de ferrailage.....	134

Tableau.VI. 10 : Tableau récapitulatif des sections des poteaux .....	134
Tableau.VI. 11 : Choix des armatures .....	141
Tableau.VI. 12 : Les schémas de Ferrailage des poteaux .....	142
Tableau.VII. 1 : Sollicitations obtenues par ROBOT.....	146
Tableau.VII. 2 : Vérification de la contrainte de cisaillement. ....	154

## TABLE DES MATIERES

RESUME.....	i
ABSTRACT .....	ii
الملخص.....	iii
SYMBOLE ET NOTATION .....	iv
LISTE DES FIGURES.....	ix
LISTE DES TABLEAUX.....	xi
INTRODUCTION GENERALE.....	1
CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET .....	2
I.1 Introduction : .....	2
I.1.1 présentation du bâtiment : .....	2
I.1.2 Plan architecture : .....	3
I.2.Caractéristiques géométriques du bâtiment .....	4
I.2.1 Dimensions en élévation : .....	4
I.2.2 Dimensions en plan : .....	4
I.3 Les différents éléments de la structure : .....	4
I.4. Règlements utilisés : .....	6
I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux : .....	6
I.5.1 Béton : .....	6
I.6.2 Les aciers : .....	10
I.6 Conclusion : .....	12
CHAPITRE II PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS .....	13
ET DESCENTE DES CHARGES .....	13
II.1 Introduction : .....	13
II.2 Les planchers : .....	13
II.2.1 Plancher à corps creux : .....	13
II.2.2 Planchers à dalle pleine : .....	15
II.3 Les poutres : .....	16
II.4 Les voiles : .....	17
II.4.1 Voiles de contreventement.....	18
II.4.1 Voile périphérique .....	18
II.5 Les escaliers : .....	18
II.6 Balcons : .....	20

II.7	Descente de charge :.....	21
II.8	Les poteaux : .....	22
II.8.1	Loi de dégression des charges en nombre d'étages : .....	23
II.8.2.	Application de la loi de dégression :.....	24
II.8.3	Les conditions imposées par le RPA (version 2003) :.....	24
II.8.4	Exemple de calcul : 8 <sup>ème</sup> étage .....	27
II.8.4.1	La surface afférente de plancher :.....	27
II.8.5	Vérification de conditions imposées par(RPA99v.2003) : .....	29
CHAPITRE III ETUDE DES PLANCHERS .....		31
III.1.	La dalle en corps creux :.....	31
III.2.	Étude de la dalle de compression :.....	31
III.3	Méthode de calcul : .....	32
III.3.1	Présentation théorique de la méthode forfaitaire .....	32
III.3.2	Présentation théorique de la méthode de Caquot.....	32
III.4	Les différents types des poutrelles : .....	32
III.4.1	Vérification des méthodes de calcul : .....	33
III.4.1.	1.1 Évaluations des charges .....	33
III.4.2	Application de la méthode forfaitaire : .....	44
III.5	Ferraillage des poutrelles : .....	50
III.5.1	Etat limite ultime (E.L.U) :.....	50
III.5.2	Etat limite de service (E.L.S) :.....	52
III.5.3	Etat limite ultime (E.L.U) :.....	52
III.5.4	Etat limite de service (E.L.S) :.....	54
III.5.5	Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : .....	54
III.5.6	Vérification de la flèche.....	56
III.5.6.2	Conclusion :.....	56
III.5.7	Calcul des moments fléchissant :.....	56
III.5.8	Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :.....	57
III.6.	La dalle pleine : .....	60
III.6.1	Principe de calcul :.....	60
III.6.2.	Calcul du ferraillage :.....	61
III.6.3.	Diamètre des armatures : .....	61
III.6.4.	Évaluation des charges et combinaisons fondamentales :.....	62
III.6.4.	Calcul des moments fléchissant :.....	62
III.6.5	Calcul de ferraillage.....	64

III.6.6. Vérification .....	68
CHAPITRE IV ETUDE LES ELEMENTS NON STRUCTURAUX.....	73
IV.1. Etude de l'acrotère : .....	73
IV.1.1. Définition : .....	73
IV.1.2. Le poids propre $W_p$ :.....	73
IV.1.3. La force horizontale $F_P$ :.....	73
IV.1.4. Détermination de la section d'armature : .....	74
IV.1.4.1. Position de point d'application de l'effort normal.....	74
IV.2. Étude des balcons :.....	79
IV.2.1. Définition : .....	79
IV.2.2. Détermination des charges et surcharges .....	80
IV.2.3. Calcul à l'état limite ultime (E.L.U) : .....	80
IV.2.4. Détermination du ferrailage : .....	83
IV.2.5. Conclusion.....	85
IV.2.6. Schéma de ferrailage .....	85
IV.3. Etude des escaliers : .....	86
IV.3.1. Détermination des efforts : .....	86
IV.3.2. Détermination du ferrailage .....	88
IV.3.3. Vérification : .....	90
IV.3.4. Étude de la poutre palière :.....	92
IV.3.4.1. Pré dimensionnement .....	92
IV.3.4.3. Calcul des moments.....	94
IV.3.4.5. Vérification.....	96
CHAPITRE V ÉTUDE SISMIQUE .....	98
V.1. Introduction : .....	98
V.2. Méthodes de calcul des forces sismique : .....	98
V.2.1. Méthode statique équivalente .....	98
V.2.2. Méthode dynamique modale spectrale .....	99
V.3. Étapes de modélisation .....	99
V.4. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :.....	100
V.4.1. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen $D$ .....	101
V.4.2. Calcul de la période fondamentale de la structure $T$ .....	102
V.4.3. La valeur du coefficient $C_T$ .....	102
V.4.3. Coefficient d'accélération de zone A .....	103
V.4.4. Coefficient de comportement $R$ : (RPA99 (version2003) /tableau 4).....	103

V.4.5. Facteur de qualité Q (RPA99 (version2003) /tableau 4.4) .....	103
V.4.6. Calcul du poids de la structure W .....	103
V.5. Calcul la force sismique .....	104
V.5.1. Calcul de $V_x$ .....	104
V.5.2. Calcul de $V_y$ .....	104
V.6 Calcul de la force sismique par l'analyse dynamique modale spectrale .....	104
V.6.1 Nombre de modes à considérer : (RPA99version 2003/4.3.4) .....	105
V.7. Vérification vis-à-vis le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003 .....	106
V.7.1. Vérification du comportement dynamique .....	106
V.8 Conclusion.....	109
CHAPITRE VI ETUDE DES PORTIQUES .....	111
VI.1. Introduction : .....	111
VI.2. Définition : .....	111
VI.3. Ferrailage des portiques : .....	111
VI.3.1. Ferrailages des poutres : .....	111
VI.3.2. Armatures longitudinales : .....	111
VI.3.3. Armatures transversales : .....	111
VI.4. Calcul des armatures longitudinales : .....	112
VI.4.1. Calcul du ferrailage en combinaison ELU : .....	112
VI.4.2. Ferrailage en combinaison ACC : .....	114
VI.4.3. Etat limite service ELS : .....	115
VI.5 Ferrailage des poutres secondaires : .....	116
VI.5.1. Calcul du ferrailage en combinaison ELU : .....	117
VI.5.2. Ferrailage en combinaison ACC : .....	118
VI.5.3. Etat limite service ELS : .....	120
VI.6 Ferrailage des poutres secondaires : .....	121
VI.6.1 Calcul du ferrailage en combinaison ELU : .....	121
VI.6.2 Ferrailage en combinaison ACC : .....	123
VI.6.3 Etat limite service ELS : .....	124
VI.6.4 Calcul des armatures transversales : .....	125
VI.6.5 L'espacement maximal (poutre principale) : .....	126
VI.6.6 L'espacement maximal (poutre secondaire) : .....	126
VI.6.7 L'espacement maximal (poutre secondaire 02): .....	126
V.6.8. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211) .....	127
VI.6.9. Les schémas du ferrailage des poutres : .....	127

VI.7. Etude des poteaux .....	129
VI.7.1. Définition.....	129
VI.7.2. Leurs rôles : .....	129
VI.7.3. Combinaison de charges.....	130
VI.7.4. Combinaisons d'efforts internes : .....	130
VI.7.5. Ferrailage réglementaire.....	131
VI.7.6. Exemple de calcul .....	134
VI.7.7. Vérification si la section est entièrement comprimée : .....	138
VI.7.8. Vérification de l'effort tranchant : .....	140
CHAPITRE VII ETUDE DES VOILES .....	143
VII.1. Généralités .....	143
VII.2. Le rôle des voiles est de : .....	143
VII.3. Ferrailage des voiles .....	143
VII.4. Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé : .....	144
VII.5. Procédure de ferrailage .....	144
VII.6. Exemple de calcul : .....	146
VII.6.1. Les caractéristiques géométriques : .....	146
VII.6.2. Vérification de la stabilité de la résistance d'un voile : .....	146
VII.6.3. Détermination de la contrainte moyenne de la bande d1 : .....	147
VII.6.4. L'effort normal appliqué sur la bande d1 : .....	147
VII.6.5. Calcul de l'effort limite ultime : .....	147
VII.6.6. Conclusion : .....	148
VII.6.7. Calcul de ferrailage : .....	148
VII.8. Vérification de la contrainte de cisaillement : .....	153
VII.8.1. Vérification de la contrainte de cisaillement : .....	154
VII.9. Voile périphérique : .....	155
VII.9.1. Introduction : .....	155
VII.9.2. Le Dimensionnement : .....	155
VII.9.3. Sens xx : .....	158
VII.9.4. Sens yy : .....	161
CHAPITRE VIII ÉTUDE DES FONDATIONS .....	165
VIII.1. Introduction : .....	165
VIII.1.1. Fondations superficielles : .....	165
VIII.1.2. Fondations profondes : .....	165
VIII.2. Choix du type de fondation : .....	165

VIII.3. Etude du radier : .....	166
VIII.3.1. Pré dimensionnement du radier : .....	166
VIII.4. Combinaison d'action : .....	169
VIII.4.1. Vérification des contraintes sous radier .....	169
VIII.4.2. Vérification de l'effet de sous pression : .....	170
VIII.4.3. Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91) : .....	170
VIII.5. Sens xx : .....	172
VIII.5.1. En travée (ELU) : .....	172
VIII.5.2. En appuis : .....	172
VIII.6. Sens yy : .....	173
VIII.6.1. En travée (ELU) : .....	173
VIII.6.2. En appuis : .....	174
CONCLUSION GENERALE .....	176
Bibliographie .....	177

## INTRODUCTION GENERALE

Le Génie civil est l'ensemble des arts et techniques de construction conduisant à la réalisation de tout ouvrage lié au sol qu'on peut regrouper en deux grandes catégories, les travaux publics qui sont des ouvrages de construction d'utilité générale, et les bâtiments qui s'apprêtent à abriter des vies humaines.

Le rôle de l'ingénieur en génie-civil dans un projet de construction d'un Immeuble est fondamental. Il doit concevoir, et calculer les éléments de la structure de manière qu'ils puissent résister à toutes les sollicitations prévues, et à présenter une durabilité, et une sécurité satisfaisante pendant toute la période d'exploitation.

Les règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé aux états limites (B.A.E.L.91), et les règles parasismiques algériennes R.P.A 99 version (2003) sont utilisées dans ce projet, qui consiste à effectuer une étude complète d'un bâtiment en béton armé de dix niveau (RDC+9) plus un sous-sol, et ce conformément aux règlements de construction algériens.

Ce mémoire est divisé en huit chapitres :

- Le premier chapitre est consacré pour présentation de l'ouvrage ;
- Le deuxième chapitre consiste au pré dimensionnement des éléments et la descente des charges ;
- Le troisième chapitre l'étude des planchers ;
- Dans le quatrième chapitre, pour l'étude des éléments non structuraux ;
- Le cinquième chapitre est dédié pour l'étude sismique ;
- Le sixième chapitre traite l'étude des portiques ;
- Le septième chapitre concerne l'étude des voiles ;
- Le huit chapitre concerne l'étude des fondations ;

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail

**Chapitre I :**  
**Présentation du projet**

# CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

## I.1 Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles ...) aux différentes sollicitations (compression, flexion ...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 /Version2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) ainsi que le dimensionnement et le ferrailage des éléments résistants de la structure.

### I.1.1 présentation du bâtiment :

Le projet consiste à calculer les éléments d'un bâtiment en béton armé à usage multiple (habitation et commerciale) composé d'un sous-sol +RDC + 9 étage possédant un décrochement en plan (forme carré). Il est caractérisé par :

- Le sous-sol comporte des parkings ;
- Le RDC et soupernte comporte des locaux commerciaux ;
- Le 1er étage est à usage administratif (Bureau) et
- Les étages courants sont 8 étages à usage d'habitation.

Cet ouvrage est implanté à **MOBILLARD** dans la wilaya d'Oran, qui est considérée par le règlement parasismique Algérien « RPA99/version 2003 » comme une région de moyenne sismicité (Zone II-a). Il est classé suivant son importance dans le groupe d'usage 2 (ouvrage courant d'importance moyenne).



Figure.I 1: vue sur la situation du site étudié

I.1.2 Plan architecture :

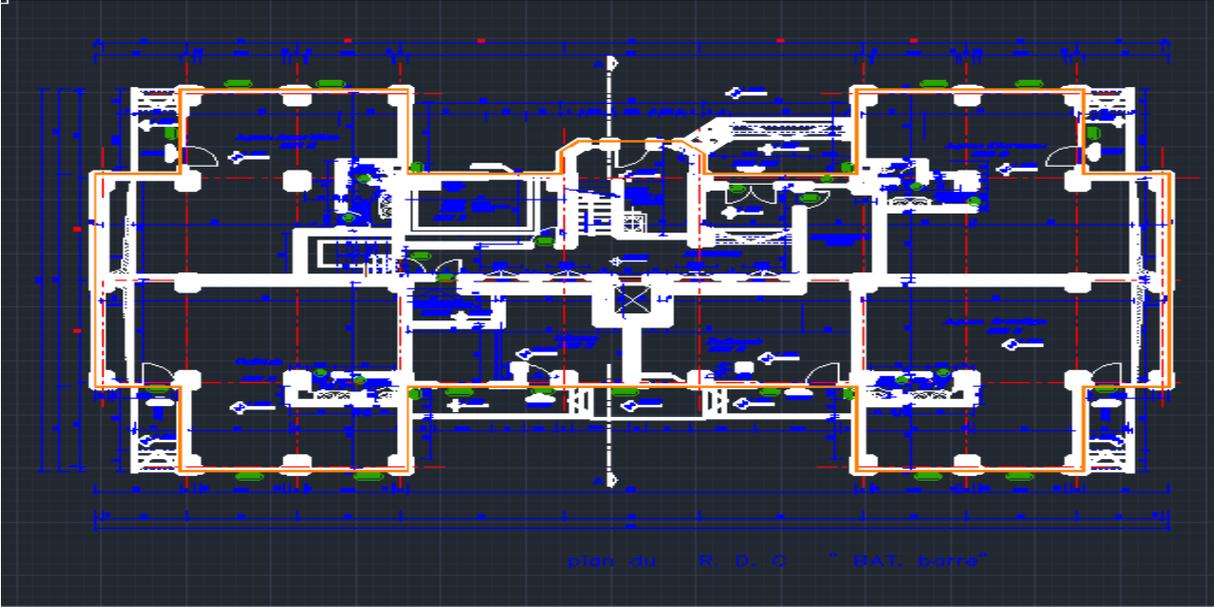


Figure.I 2:Plan RDC

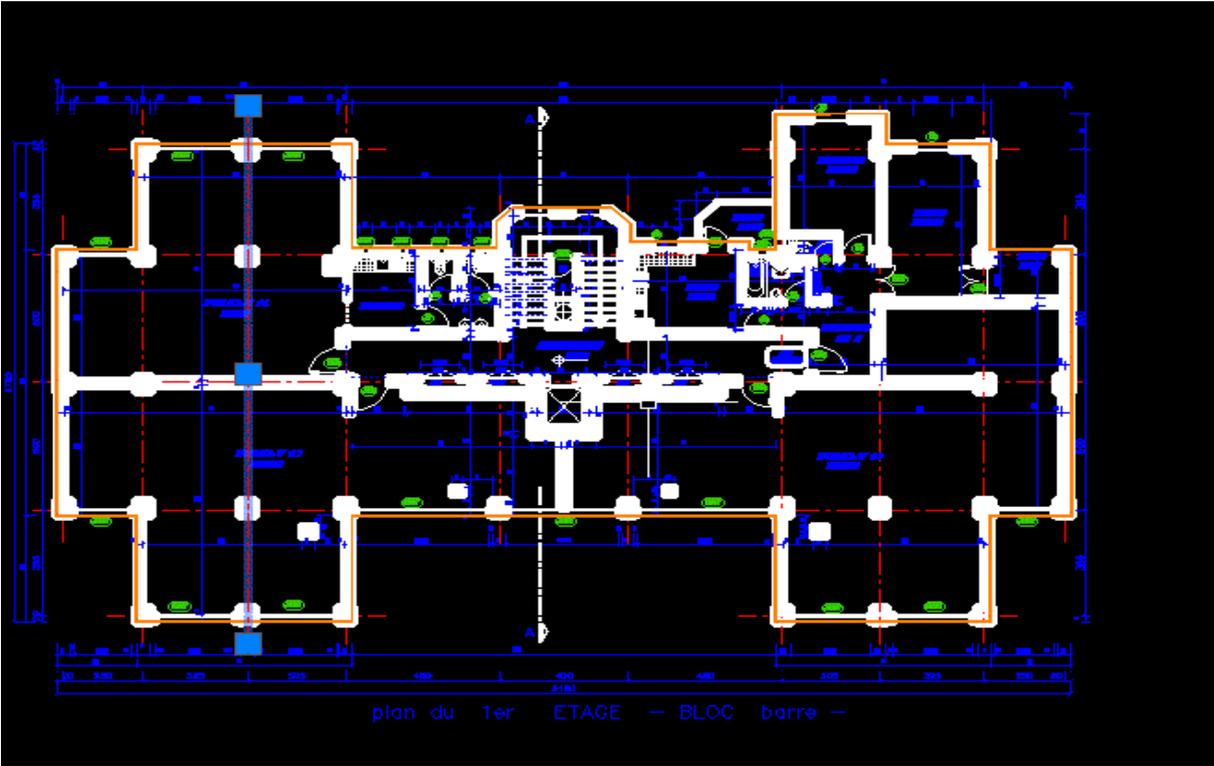


Figure.I 3: Plan etage courant

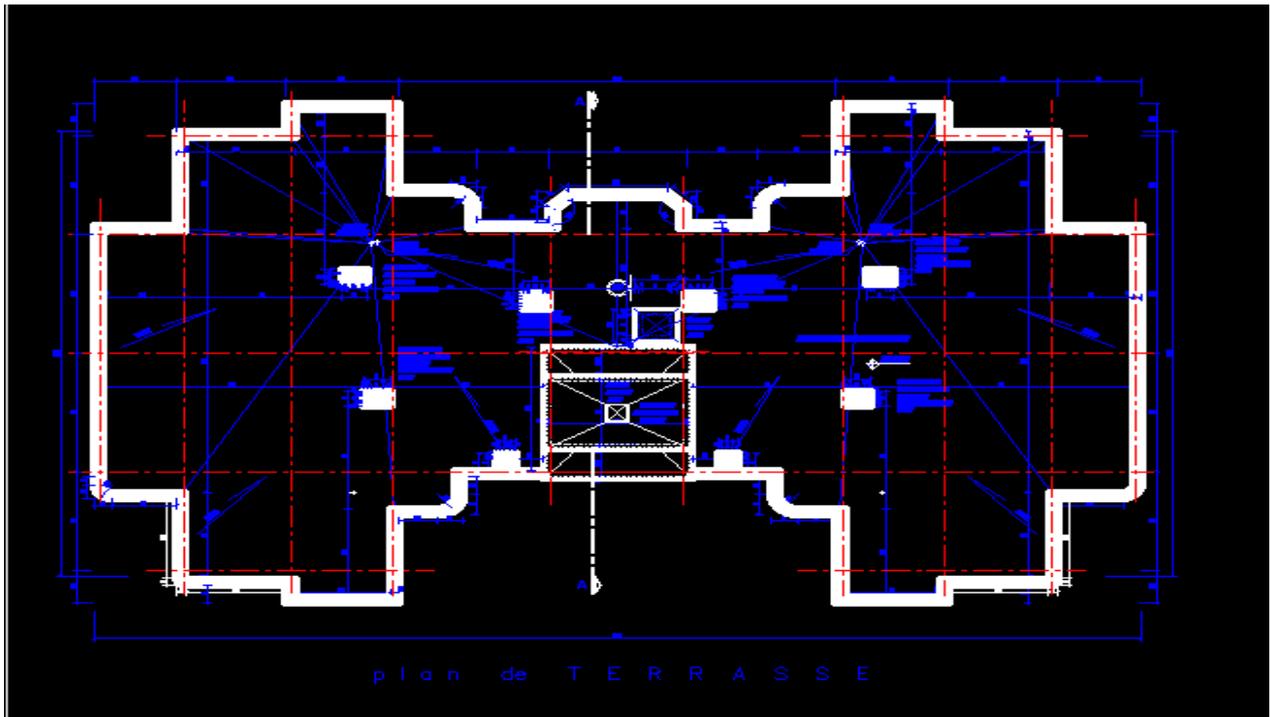


Figure.I 4: Plan de terrasse

## I.2. Caractéristiques géométriques du bâtiment

### I.2.1 Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment.....Ht = 35,62m ;
- Hauteur de l'étage courant.....h = 3,06 m ;
- Hauteur du premier étage.....h = 3,74m ;
- Hauteur de RDC ..... h = 4,08 m et
- Hauteur du sous-sol .....h =2,72 m.

### I.2.2 Dimensions en plan :

- Largeur en plan .....Lx = 18,20 m (sens longitudinal) et
- Longueur en plan..... Ly = 31,30m (sens transversal).

## I.3 Les différents éléments de la structure :

### a) Le Contreventement :

Le contreventement est assuré par un système mixte (portique + voile) suivant les deux sens (transversal et longitudinal).

### b) Maçonnerie :

Le cloisonnement du bâtiment se fait en briques creuses de 10 cm d'épaisseur, pour séparation entre les chambres et réserves pour les placards. Les murs extérieurs seront conçus en double

cloison (15 + 10) cm avec une lame d'air de 5 cm qui joue le rôle d'isolation phonique et thermique.

### **c) Les escaliers :**

L'escalier droit à deux volées avec un seul palier utilisé pour RDC et les étages courants.

### **d) L'acrotère :**

Au niveau de la terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu béton armé de 60cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

### **e) Ascenseur :**

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux du bâtiment. Il est de type 630 Kg pour 8 personnes.

### **f) Les balcons :**

Ils sont réalisés en console par dalle pleine en béton armé.

### **g) Les planchers :**

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, on distingue :

- Plancher a corps creux et
- Plancher dalle pleine.

#### **g.1) Plancher à corps creux :**

Ce type de plancher est constitué de poutrelles en béton armé de 60 cm de corps creux et d'une table de compression en béton armé. Ce type de plancher est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- L'isolation phonique et thermique (confort) et
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).

#### **g.2) plancher dalle pleine :**

Il est utilisé pour le plancher haut s/sol et pour certaines zones, nous avons opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

### **h) Les fondations :**

Les fondations d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges (poids propre et surcharges d'utilisation) de cet ouvrage sur le sol. Le choix de fondation sera établi suivant le type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

**i) Système de coffrage :**

Le bâtiment sera réalisé au moyen d'un coffrage métallique pour les voiles, de façon à limiter le temps d'exécution, et un coffrage traditionnel (bois et métal) pour les planchers.

**J) Isolation :**

L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour les planchers terrasses ;et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

L'isolation acoustique est assurée par la masse du plancher et par le vide d'air des murs extérieurs.

**I.4. Règlements utilisés :**

- **B.A.E.L 91 modifié en 99 :**

Ce règlement est utilisé pour le pré dimensionnement, le dimensionnement définitif et le ferrailage des différents éléments porteurs de l'ouvrage. Il est ensuite utilisé pour la vérification de la résistance et de la stabilité de l'ouvrage dans son ensemble. La vérification des armatures et des contraintes sera effectuée à l'état limite de service.

- **R.P.A 2003 :**

Ce règlement permet de fixer la règle de conception. Il est utilisé pour assurer les conditions minimales en matière de sections transversales des éléments porteurs et de la quantité minimale d'armatures dans ces mêmes éléments. Ce règlement est aussi utilisé pour l'évaluation de la charge sismique globale et sa répartition sur les différents étages et portique.

- **DTR-B.C 2.2 :**

Charges permanentes et charges d'exploitation

- **CBA93 :**

Calcul des ouvrages en béton armé.

- **Logiciel utilisé :**

Afin de réaliser l'étude des portiques, le passage informatique est indispensable afin de faciliter les calculs. Pour cet effet, nous avons utilisé le logiciel « Robot2022 » et «Autocad 2022».

**I.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux :****I.5.1 Béton :**

Le béton est un matériau composite constitué de granulats et d'un liant qui durcit en présence d'eau. Son rôle fondamental dans une structure est de reprendre les efforts qui seront développés.

**I.5.1.1 Résistance mécanique du béton :**

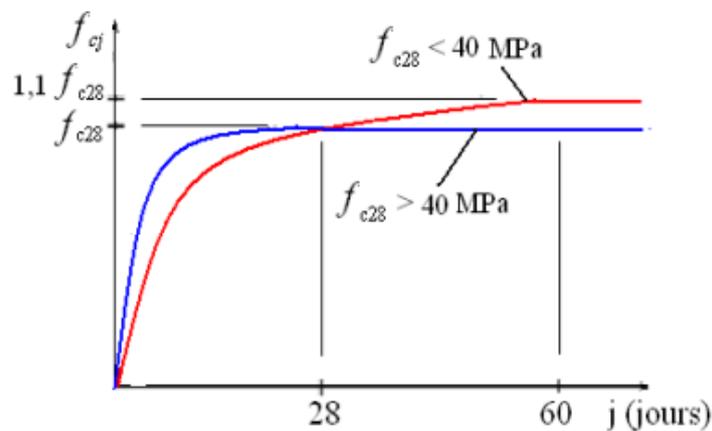
**a) Résistance à la compression :**

La résistance caractéristique à la compression du béton  $f_{cj}$  à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes 16cm x 32cm. On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité :  $f_{c28}$ . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de  $f_{c28}$ , par:

**Tableau.I. 1: de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton**

$f_{cj}$	$f_{c28} \leq 40\text{MPa}$
$j < 60$	$\frac{j}{4.76 + 0.83j} \times f_{c28}$
$j \geq 60$	$1,10f_{c28}$
$f_{cj}$	$40\text{Mpa} < f_{c28} \leq 60\text{MPa}$
$j \leq 28$	$\frac{j}{1.40 + 0.95j} \times f_{c28}$
$28 < j < 60$	$f_{c28} = f_{cj}$

Pour notre étude on prend  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$



**Figure I. 1: Evolution de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton.**

**b) Résistance à la traction :**

La résistance caractéristique la traction du béton à j jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie à partir de la résistance à la compression par les relations :

$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$  cette formule étant valable pour les valeurs de  $f_{cj}$  au plus égales à 60MPa (BAEL91 et DTR) donc pour  $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$  ;  $f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$

**c) Module de déformation longitudinale du béton :**

- Module de déformation instantanée :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{1/3} ; \text{ pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}; E_{i28} = 32164,2 \text{ MPa}$$

- Module de déformation différée :

$$E_{vj} = 3700(f_{cj}/3)^{1/3}; \text{ pour } f_{c28} = 25 \text{ MPa}; E_{i28} = 10818,9 \text{ MPa}$$

**d) Coefficients de poisson :**

$$\nu = \frac{\Delta d / d}{\Delta l / l} \text{ Avec :}$$

( $\Delta d / d$ ) déformation transversale et

( $\Delta l / l$ ) déformation longitudinale.

**e. Le coefficient de poisson est égal à :**

$\nu = 0,20$  .....par la justification aux ELS (section non fissurée).

$\nu = 0$  .....dans le cas des ELU.

**f) Contraintes limites :**❖ **Contrainte limites de cisaillement :** BAEL91.Art A5.1, 2.1.1

La détermination de la contrainte tangente limite ultime  $\tau_u$  dépend des cas rencontrés :

Cas des armatures transversales droites ( $\alpha = 90^\circ$ ) ;

- Fissuration peu préjudiciable..... $\bar{\tau}_u = \min(0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa})$
- Fissuration préjudiciable-..... $\bar{\tau}_u = \min(0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa})$  ;
- Cas des armatures transversales inclinées à ( $\alpha = 45^\circ$ )..... $\bar{C} \min(0,27 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 7 \text{ MPa})$  et
- Cas des dalles ..... $\bar{\tau}_u = \min(0,07 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}) \dots$  (BAEL91.5.2, 2) .

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport l'effort tranchant ultime  $T_u$ :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 d} \text{ Avec : } \begin{cases} b_0: \text{ Largeur de la piece} \\ d: \text{ hauteur utile} \end{cases}$$

❖ **Contrainte limite à la compression :**

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{cj}}{\theta \gamma_b}$$

Avec  $\theta$  : est un coefficient d'application des charges :

**Tableau.I. 2:Coefficient d'application**

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

Pour notre projet : la durée d'application >24h  $\Rightarrow \theta=1$

- $\gamma_b$  : Coefficient de sécurité

**Tableau.I. 3:Les contraintes du béton**

Les cas	$\gamma_b$	$\sigma_{bc}$ (MPa)
Cas général	1,5	14,17
Cas de combinaisons Accidentelles	1,15	18,5

❖ **Contraintes de service à la compression** : (Art A – 4 .5 .2 BAEL91)

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

**Diagramme contraintes déformations :**

**a. ELU :**

Dans les calculs relatifs à l'état ultime de résistance on utilise pour le béton un diagramme conventionnel dit : "parabole rectangle" et dans certains cas par mesure de simplification un diagramme rectangulaire.

Diagramme parabole rectangle :

C'est un diagramme déformations contraintes du béton qui peut être utilisé dans tous les cas.

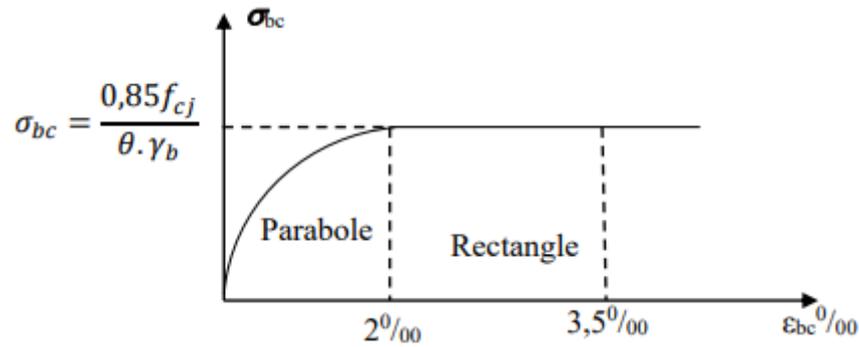


Figure I. 2: Diagramme contrainte déformation de calcul à l'ELU.

Avec :

$\varepsilon_{bc}$  : Déformation du béton en compression.

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

$\sigma_{bc}$  : Contrainte de compression du béton.

## I.6.2 Les aciers :

Les aciers utilisés sont trois types :

- Barres a haut adhérence (H.A) pour les armatures longitudinales FeE400

$f_e = 400$  MPa;

- Barres ronde lisses (R.L) pour les armatures transversales (cadres, épingles, étriers) FeE500,  $f_e = 500$  MPa;
- Treillis soudés (T.S) constitués par des Barres se croisant perpendiculairement ET

Soudés électriquement à leurs points de croisement et

- Contrainte de l'acier :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

Tableau.I.4 : Les contraintes du acier

Les cas	$\gamma_s$	$\sigma_s$ Mpa
Général	1.15	348
Accidentelle	1.00	400

**I.5.2.1 Contrainte limites de traction des armatures :**

Fissuration peu préjudiciable.....  $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$  pas de limitation

Fissuration préjudiciable.....  $\sigma_{st} = (\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}})$  MPa

Fissuration très préjudiciable.....  $\sigma_{st} = (0,5 f_e ; 90 \sqrt{f_{tj}})$ MPa

**Avec**

$\eta$  : coefficient de fissuration

- $\eta = 1$ : pour les rondes lisses ;
- $\eta = 1,6$ : pour les haute adherences avec  $\emptyset \geq 6$  mm et
- $\eta = 1,3$  : pour les haute aderences avec  $\emptyset < 6$  mm.

**I.5.2.2 Poids volumique :**

Béton armé .....  $\gamma_b = 25$  KN/m<sup>3</sup>;

Béton non armé .....  $\gamma_b = 22$  KN/m<sup>3</sup>;et

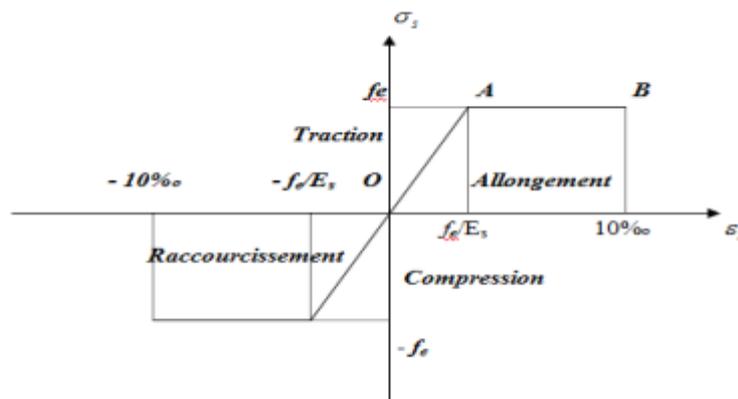
Acier.....  $\gamma = 78,5$ KN/m<sup>3</sup>.

**I.5.2.3 Diagramme déformation contrainte de calcul :**

$E_s = f (\varepsilon^0 / 00)$

Le module d'élasticité longitudinale  $E_s = 2.10^5$ MPa

Dans les calculs relatifs eux états limités, on introduit un coefficient de sécurité  $\gamma_s$  Pour notre étude, on utilise des aciers FeE400.



**Figure.I1:Diagramme conventionnel déformations contraintes de l'acier.**

**I.5.2.5 Etats limites :**

Selon les règles B.A.E.L.91 [3] on distingue deux états limites de calcul :

Etat limite ultime de résistance E.L.U.R et

Etat limite ultime de service E.L.S.

**a) E.L.U.R**

Il consiste à l'équilibre entre la sollicitation d'action majorées et les sollicitations résistante calculées en supposant que les matériaux atteignent les limites de rupture minorée ce qui correspond aussi au règlement parasismique Algérien (R.P.A 99). On doit par ailleurs vérifier que l'E.L.U.R n'est pas atteint en notant que les actions sismiques étant des actions accidentelles.

**b) E.L.S :**

Il consiste à l'équilibre des sollicitations d'actions réelles (non majorées) et les sollicitations résistances calculées dépassement des contraintes limités.

**I.6 Conclusion :**

Dans ce 1er chapitre, nous avons présenté la description du projet avec toutes ses caractéristiques, Nous avons donné les caractéristiques des matériaux utilisés ainsi que les codes et règlement en vigueur. Le Chapitre suivant fera l'objet du Pré dimensionnement de tous les éléments structuraux de notre ouvrage.

**Chapitre II :**  
**Pré-dimensionnement des**  
**éléments**  
**Et descente des charges**

## CHAPITRE II PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS ET DESCENTE DES CHARGES

### II.1 Introduction :

Le pré dimensionnement c'est " le pré calcul " des éléments de la structure (plancher, Poutres, Poteaux .....). Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du RPA99V2003 [1] et du CBA93 [2]. Et on fait tous ça pour assurer une grande stabilité de l'ouvrage.

### II.2 Les planchers :

Notre structure sera réalisée avec des planchers à corps creux pour les étages courants et plancher en dalle pleine pour le niveau haut du s/sol et les balcons.

#### II.2.1 Plancher à corps creux :

L'épaisseur de ce type de plancher doit être calculée pour que les flèches développées durant la durée d'exploitation de l'ouvrage ne soient pas trop élevées à cause des désordres occasionnés aux cloisons, aux revêtements et au plancher lui-même.

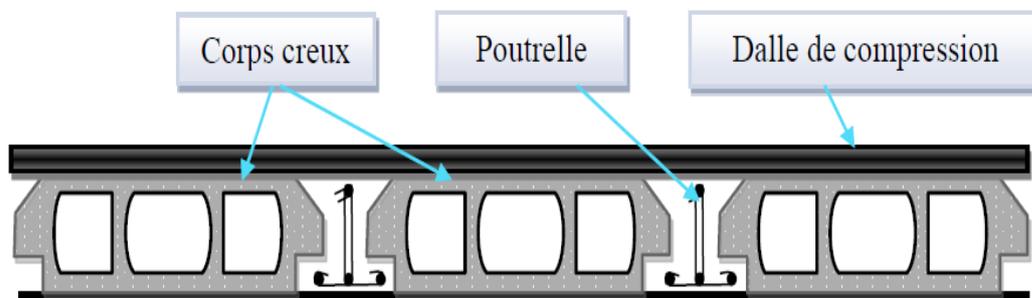


Figure.II 1:Plancher à corps creux

#### ❖ Résistance :

La résistance est normalement assurée dans le domaine d'utilisation planchers, conformément aux règlements en vigueur.

#### ❖ Isolation thermique :

Le procédé est au-delà des exigences minimales fixées par la réglementation.

Thermique en vigueur, selon le DTR C3.2 (règles de calcul des déperditions calorifiques) et le DTR C3.4 (règles de calcul des apports calorifiques).

## Chapitre II Pré-dimensionnement des éléments et descente des charges

---

### ❖ Isolation acoustique :

Les performances du produit sont vérifiées en fonction des exigences du DTR C3.11 (isolation acoustique des parois aux bruits aériens – Règles de calcul) l'isolation acoustique au bruit d'impact est supérieure à celle d'une dalle traditionnelle en corps creux en aggro-béton.

### ❖ Résistance au feu :

- E = 07 cm : pour une (01) heure de coup de feu ;
- E= 11cm : pour deux (02) heures de coup de feu et
- E=17,5 cm : pour quatre (04) heures de coup de feu.

### ❖ Isolation phonique :

Selon les règles technique « CBA93 » en vigueur en l'Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

### ❖ Résistance à la flexion :

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

$$\frac{L_{\max}}{25} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{20}$$

**Avec :**

$L_{\max}$ : Longueur entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$h_t$ : Hauteur totale du plancher.

Le choix du sens de disposition des poutrelles se fait par rapport aux critères suivants :

- le critère de la plus petite portée.
- le critère de continuité.

Pour notre projet la disposition est effectuée principalement selon le premier critère.

On a :

$$L_{\max} = 500 - 30 = 470 \text{ cm}$$

$$\frac{470}{25} \leq h_t \leq \frac{470}{20}$$

$$18,8 \leq h_t = 20 \text{ cm} \leq 23,5$$

**On adopte :**  $h_t = 20\text{cm} (16+4\text{cm})$

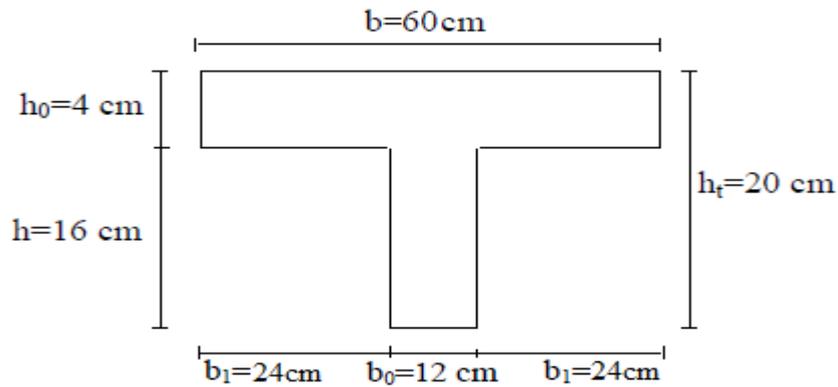


Figure.II 2: Schéma d'une poutrelle

Longueur des débords :

$$b_1 = \min\{(b - b_0)/2, l_x/10\} = \{(60 - 12)/2, 470/10\}$$

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

- $l_n$  : Distance entre axes de nervures :  $l_n = 60 \text{ cm}$ ; tel que:  $80 \text{ cm} \geq l_n \geq 50 \text{ cm}$  ;
- $h_t$  : La hauteur de la nervure :  $h_t = 20 \text{ cm}$  ;
- $h_0$  : La hauteur de la dalle de compression :  $h_0 = 4 \text{ cm}$  et
- $b_0$  : Épaisseur de la nervure :  $b_0 = 12 \text{ cm}$ .

### II.2.2 Planchers à dalle pleine :

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs.

L'épaisseur à donner aux dalles résulte des conditions :

- ❖ De résistance à la flexion :
  - 1/30 à 1/35 de la portée pour une dalle reposant sur 2 appuis.
  - 1/40 à 1/50 pour une dalle reposant sur 3 ou 4 appuis.
- ❖ D'isolation acoustique :  $\geq 16 \text{ cm}$ .
- ❖ De rigidité ou limitation de la flèche  $\leq 1/500$ .
- ❖ De sécurité vis-à-vis de l'incendie : on adopte une épaisseur de 7 cm pour 1 heure de coupe-feu et de 11 cm pour 2 heures de coupe-feu.

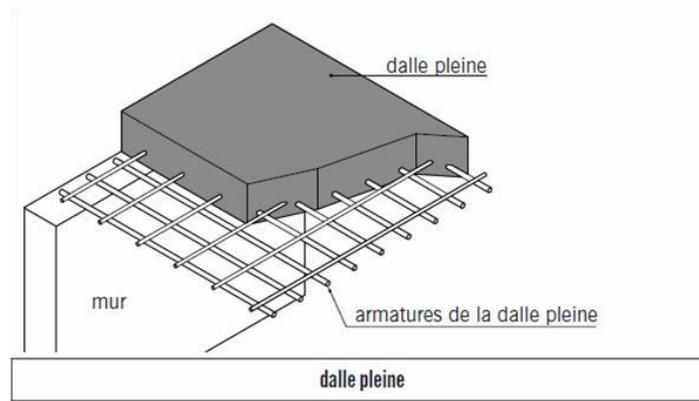


Figure.II 3: Schéma d'une dalle pleine

$$\begin{cases} l_x = 450 \text{ cm} \\ l_y = 500 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{450}{500} = 0.9 \dots \dots \dots 0,4 \leq \rho \leq 1, \text{ Dalle porte dans les deux sens}$$

• Condition de la flèche

$$\frac{l_x}{50} \leq h \leq \frac{l_x}{40} \rightarrow \frac{500}{50} \leq h \leq \frac{500}{40} \rightarrow 10 \leq h \leq 12,5$$

Choix final : la hauteur de la dalle qui satisfait toutes les conditions est h=16 cm

II.3 Les poutres :

En construction, les poutres peuvent être de différents types de sections. Pour les bâtiments d'habitation, des sections régulières telles que rectangulaires ou carrées sont généralement adoptées. Le pré dimensionnement de ces poutres repose sur le critère suivant :

a) Condition de rigidité  $\begin{cases} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \\ 0.4h \leq b \leq 0.8h \end{cases}$

b) Condition de RPA99 (2003) :  $\begin{cases} h \geq 30\text{cm} \\ b \geq 20\text{cm} \\ \left(\frac{h}{b}\right) \leq 4 \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{cases}$

❖ Poutres principale :

$$L_{\max} = 5 \text{ m}$$

$$\begin{cases} \frac{500}{15} \leq h = 45\text{cm} \leq \frac{500}{10} \\ 0.4h \leq b = 30\text{cm} \leq 0.8h \end{cases}$$

## Chapitre II Pré-dimensionnement des éléments et descente des charges

$$\begin{cases} 45 \geq 30 \text{ cm} \\ 30 \geq 20 \text{ cm} \\ \left(\frac{45}{30}\right) \leq 4 \end{cases}$$

Dimensions des poutres principales choisies [P.P] (30 x 45) cm

### ❖ Poutres secondaire 1 :

$$\begin{cases} \frac{450}{15} \leq h = 40 \text{ cm} \leq \frac{450}{10} \\ 0.4h \leq b = 30 \text{ cm} \leq 0.8h \end{cases}$$

$$\begin{cases} 40 \geq 30 \text{ cm} \\ 30 \geq 20 \text{ cm} \\ \left(\frac{40}{30}\right) \leq 4 \end{cases}$$

Dimensions des poutres secondaires ou chainages [P.S 1] (30 x 40) cm

### ❖ Poutres secondaire 2 :

$$\begin{cases} \frac{325}{15} \leq h = 30 \text{ cm} \leq \frac{325}{10} \\ 0.4h \leq b = 30 \text{ cm} \leq 0.8h \end{cases}$$

$$\begin{cases} 30 \geq 30 \text{ cm} \\ 30 \geq 20 \text{ cm} \\ \left(\frac{30}{30}\right) \leq 4 \end{cases}$$

Dimensions des poutres secondaires ou chainage [P.S 2](30x30) cm.

**Tableau.II. 1: Dimensions de poutres.**

Poutre Principale	30x45 cm
Poutre secondaire 1	30x40 cm
Poutre secondaire 2	30x30 cm

## II.4 Les voiles :

Les voiles sont des murs en béton armé justifiant par [2] RPA 99/version2003. Ils servent, d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part, à reprendre une partie des efforts verticaux et les transmettre aux fondations. A partir de la hauteur max d'étage et de conditions de rigidité aux extrémités suivantes :

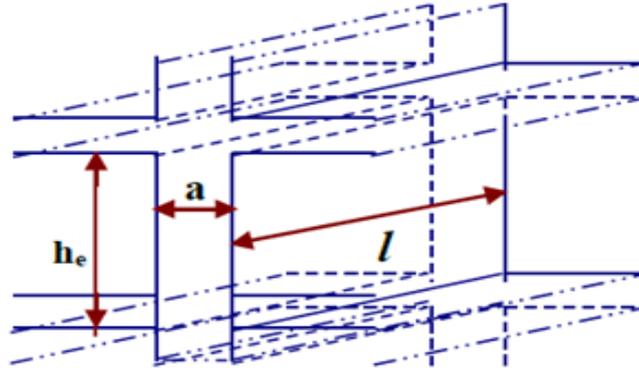


Figure.II 4: Coupe sur voile

$e$  : épaisseur du voile.

$L$  : longueur du voile.

### II.4.1 Voiles de contreventement

Selon l'article [2] (7-7-1) du RPA 99 version 2003 l'épaisseur est :

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

Avec :

$e$  : épaisseur du voile.

$L$  : la longueur de la portée minimale  $L = 305$  cm.

$h_e$  : la hauteur de l'étage  $h_e = 408 - 40 = 368$  cm.

$e_{\min}$  : L'article 7.7.1 du RPA99 exige une épaisseur minimale de 15 cm.

$$e \geq \frac{h_e}{20} = \frac{368}{20} = 18,4 \rightarrow e \geq 18,4 \text{ cm.}$$

On adopte pour tous les voiles :  $e = 20$  cm.

### II.4.1 Voile périphérique

$$e \geq \frac{h_e}{25} \rightarrow e \geq \frac{232}{25} = 9,28 \rightarrow e \geq 9,28 \text{ cm.}$$

On adopte pour le voile périphérique :  $e = 15$  cm.

## II.5 Les escaliers :

Les escaliers sont des éléments non structuraux ; constitué d'une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents de construction .la cage d'escalier est située à l'intérieur du

## Chapitre II Pré-dimensionnement des éléments et descente des charges

bâtiment et les escaliers adoptés sont coulés sur place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers.

Il est soumis à des forces diverses (poids propre, surcharges...) et conçu d'une façon à être parcouru par les utilisateurs d'une manière confortable avec un minimum d'effort et maximum de sécurité.

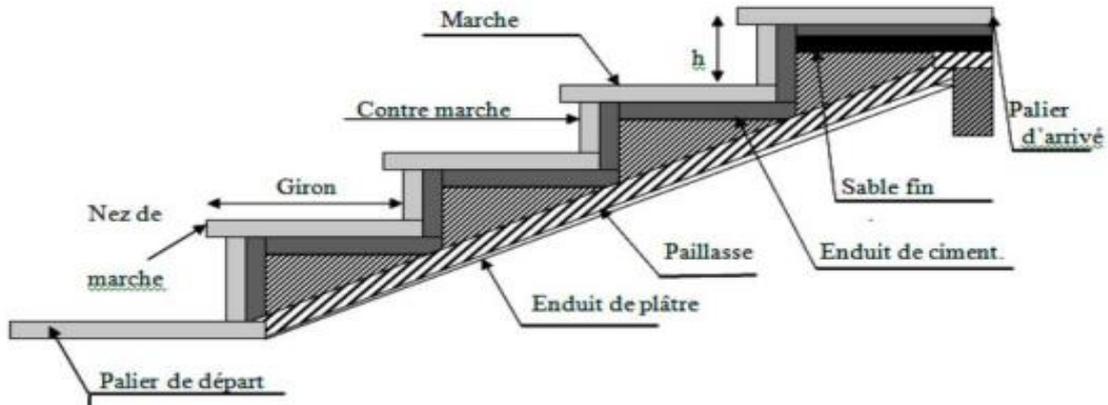


Figure.II 5 : Schéma de l'escalier

Pour déterminer  $h$  on utilise la relation de BLONDEL qui est la suivante :

- Hauteur de RDC ( $H = 4,08\text{m}$ ).

$$H = 4,08 \text{ m} \rightarrow \frac{H}{2} = \frac{408}{2} = 204 \text{ cm}$$

$$h = 17\text{cm} \rightarrow \frac{204}{17} = 12 \text{ contre marches} \rightarrow n - 1 = 12 - 1 = 11 \text{ marches.}$$

- Hauteur étage courant ( $H=3,06\text{m}$ )

$$H = 3,06 \rightarrow \frac{H}{2} = \frac{306}{2} = 153 \text{ cm}$$

$$h = 17\text{cm} \rightarrow n = \frac{153}{17} = 9 \text{ contre marches} \rightarrow n - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches.}$$

**Volée  $N_1$  :**

$$n = 8 \text{ marches, } h = 17 \text{ cm, } G = 30 \text{ cm, } H = 3,06 \text{ m.}$$

$$59 \leq g + 2 \times h = 30 + 2 \times 17 = 64 \leq 66 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

On prend  $e = 15 \text{ cm}$ .

## Chapitre II Pré-dimensionnement des éléments et descente des charges

### ❖ Détermination des charges :

- Paillasse

**Tableau.II. 2 : Evaluation des charges de la paillasse**

Matériaux	Charge permanentes
Revêtement horizontal	1,2
revêtement vertical	0,680
Pp des marches	1,87
Pp de la paillasse	3,448
Enduit au ciment	0,310
	G=7,509 (KN/m <sup>2</sup> )
	Q=2,5 (KN/m <sup>2</sup> )

- Palier

**Tableau. II. 3: Évaluation des charges du palier.**

Matériaux	Charge permanentes(KN/m <sup>2</sup> )
Revêtement horizontal	1,14
Pp du palier	3,000
Enduit au ciment	0,27
	G=4,41 (KN/m <sup>2</sup> )
	Q=2,5 (KN/m <sup>2</sup> )

### II.6 Balcons :

Le calcul se fera pour une bande de 1m

$$e \geq 12 \text{ cm} \rightarrow e \geq \frac{L}{10} \rightarrow e \geq \frac{145}{10} = 14,5 \text{ cm}$$

On prend  $e = 15 \text{ cm}$ .

**Tableau.II. 4: Évaluation des charges du balcon**

Matériaux	Charge permanentes(KN/m <sup>2</sup> )
carrelage	0,44
Mortier de pose	0,54
Sable fin	0,54
Dalle pleine	3,75
Enduit au ciment	0,33
	G=5,60 (KN/m <sup>2</sup> )
	Q=3,5 (KN/m <sup>2</sup> )

### II.7 Descente de charge :

La descente des charges a pour but la détermination des charges et des surcharges revenant à chaque élément porteur de la structure au chaque niveau.

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation

**Tableau.II. 5: Charges du plancher étage courant**

Désignation	Poids volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (cm)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	22	2	0,44
Mortier de pose 2 cm	20	2	0,4
Lite de sable	18	3	0,54
Enduit plâtre (2cm)	10	2	0,2
Dalle en corps creux (16+4)			2,8
Cloisons intérieures	10	10	1
		Charge permanente	G= 5,38 (KN/m <sup>2</sup> )
		Charge d'exploitation	Q= 1,5 (KN/m <sup>2</sup> )

**Tableau.II. 6: Charges du plancher terrasse**

Désignation	Poids volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (cm)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Protection gravillon (ep 5 cm)	17	5	0,85
Etanchéité multicouche (ep 2 cm)	6	2	0,12
Forme de pente	22	10	2,2
Isolation thermique en Polystyrène	4	4	0,16
Dalle corps creux			2,80
Enduit plâtre	10	2	0,2
Charge permanent			G = 6,33 (KN/m <sup>2</sup> )
Charge d'exploitation			Q = 1 (KN/m <sup>2</sup> )

**Tableau.II. 7: Charges du plancher sous-sol.**

Désignation	Poids volumiques (KN/m <sup>3</sup> )	Epaisseur (cm)	Poids G (KN/m <sup>2</sup> )
Carrelage	22	2	0.44
Mortier de pose 2 cm	20	2	0.4
Lite de sable	18	3	0.54
Enduit plâtre (2cm)	10	2	0.2
Dalle plein (16)	25	16	4
Cloisons intérieures			1
Charge permanente			G= 6,58 (KN/m <sup>2</sup> )
Charge d'exploitation			Q= 5 (KN/m <sup>2</sup> )

### II.8 Les poteaux :

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les trois conditions suivantes :

- Condition de résistance ;
- Condition de stabilité et
- Condition imposé par le RPA.

## Chapitre II Pré-dimensionnement des éléments et descente des charges

---

### II.8.1 Loi de dégression des charges en nombre d'étages :

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05), ce qui est le cas du bâtiment étudié. Puisque les surcharges d'exploitations des plancher des étages courants sont identiques  $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$ . On adopte la dégression suivante :

Pour la charge d'exploitation :

Soit  $Q_0$  la surcharge d'exploitation sur l'étage 09 du bâtiment.

$Q_0, Q_1, Q_2, \dots, Q_{n-1}, Q_n$  les sur charge relative saux plancher 1, 2, ..., n-1, n à partir du sommet du bâtiment.

### II.8.2. Application de la loi de dégression :

Tableau.II. 8: dégression des charges d'exploitation

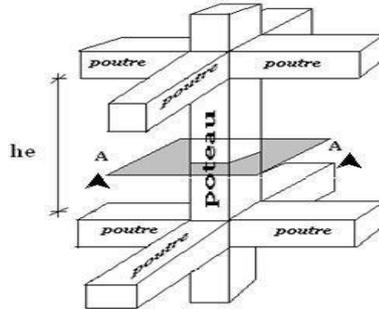
I	Niveau	Dégression des charges par niveau	Q (KN)
	haut 9 ème étage	$Nq_0=1,00$	1
1	haut 8 ème étage	$Nq_1=q_0+q_1$	2,5
2	haut 7 ème étage	$Nq_2=q_0+0,95 (q_1+q_2)$	3,85
3	haut 6 ème étage	$Nq_3=q_0+0,9 (q_1+q_2+q_3)$	5,05
4	haut 5 ème étage	$Nq_4=q_0+0,85 (q_1+q_2+q_3+q_4)$	6,1
5	haut 4 ème étage	$Nq_5=q_0+0,8 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5)$	7
6	haut 3 ème étage	$Nq_6=q_0+0,75 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6)$	7,75
7	haut 2 ème étage	$Nq_7=q_0+0,71 (q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7)$	8,5
8	Haut 1 <sup>ère</sup> étage	$Nq_8=q_0+0,69(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8)$	9,25
9	Haut RDC	$Nq_9=q_0+0,67(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8+q_9)$	10,5
10	Haut sous-sol	$Nq_{10}=q_0+0,6(q_1+q_2+q_3+q_4+q_5+q_6+q_7+q_8+q_9+q_{10})$	13

### II.8.3 Les conditions imposées par le RPA (version 2003) :

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire aux conditions suivantes :

Pour la zone II : 
$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b, h) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{array} \right.$$

$h_e$ : la hauteur libre de l'étage.



**Figure.II 6: schéma représentatif d'un étage courant.**

D'après les règles BAEL 91 : la valeur théorique de l'effort normal résistant est

$$N_{rés.th} \leq Br.f_{bc} + A.\sigma_s$$

$Br$  : section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie :

$$Br = (a - 2)(b - 2).$$

La résistance du béton comprimé :

$$\sigma_b = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.85 \times \frac{25}{1.5} = 14,17 \text{ MPa}$$

Contrainte d'acier :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

**Pour :**

$$\lambda \leq 35 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda^2}{35^2}\right)} = \frac{0,85}{\beta}$$

**Avec :**

$$\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda^2}{35^2}\right)$$

L'effort normal résistant ultime :

## Chapitre II Pré-dimensionnement des éléments et descente des charges

---

$$N_u = \alpha \left[ \frac{B_r \times f_{c28}}{0,9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$\gamma_b$ : coefficient de sécurité du béton  $\gamma_b = 1,5$

$\gamma_s$ : coefficient de sécurité de l'acier  $\gamma_s = 1,15$ ;

$f_e$ : nuance de l'acier  $f_e = 400$  MPa ;

A : section d'armature longitudinale et

$\alpha$  : coefficient dépend l'élanement.

La formule générale suivant donne :

$$B_r \geq \frac{\beta \times N_u}{\frac{\sigma_b}{0,9} + 0,85 \times \frac{A}{B_r} \times \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

On prend :

$$\frac{A}{B_r} = 1\% = \frac{1}{100}$$

**Suivant les règles BAEL 91** : pour un poteau rectangulaire ( $a \leq b$ ), il est préférable de prendre

$$\lambda \leq 35$$

$$\beta = 1 + 0,2 \left( \frac{35^2}{35^2} \right) = 1,2$$

En introduisant les valeurs dans l'inégalité :

$$B_r \geq \frac{1,2 \times N_u}{\left[ \frac{14,2}{0,9} + 0,85 \times \frac{0,8}{100} \times \frac{400}{1,15} \right]} = 0,066 \times N_u$$

$$B_r \geq 0,066 \times N_u$$

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

$$B_r = (a - 2)(b - 2)$$

D'après le critère de résistance on a :

$$p_u = 1,35N_g + 1,5N_q$$

$N_g$ : Effort normal dus aux charges permanentes.

$N_q$ : Effort normal dus aux charges d'exploitations.

## Chapitre II Pré-dimensionnement des éléments et descente des charges

---

$$N_u = 1 \times p_u$$

- D'après les règles BAEL91 :

On va dimensionner les poteaux en utilisant le poteau le plus sollicité (intermédiaire) et on va prendre :  $a = b$

- Condition de flambement :

$$\text{Soit : } \lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad ; \quad \text{Avec : } i = \sqrt{\frac{I}{A}} \text{ et } A = a \times b$$

**Avec :**

$L_f$  : la longueur de flambement ;

$i$  : le rayon de la giration de la section de béton ;

$I$  : Le moment d'inertie calculé dans le plan de flambement le plus défavorable et

$A$  : Aire de la section du béton seul.

Pour un poteau appartenant à un bâtiment à étage multiple, on a :

$$L_f = 0,7L_0$$

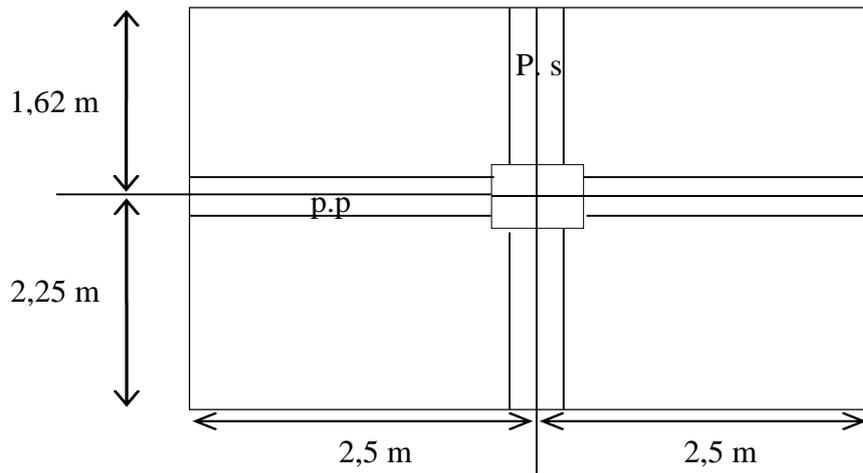
$L_0$ :Langueur libre de poteau

### II.8.4 Exemple de calcul : 8<sup>ème</sup> étage

#### II.8.4.1 La surface afférente de plancher :

$$S_{\text{aff}} = \left( \frac{4,5}{2} + \frac{3,25}{2} \right) \times \left( \frac{5}{2} + \frac{5}{2} \right)$$

$$S_{\text{aff}} = 19,375 \text{ m}^2$$



**Figure.II 7: représentation du poteau le plus sollicité**

**Longueur afférente de la poutre principale :**

$$L_{\text{aff(pp)}} = \frac{5 + 5}{2} - 0,3 = 4,7 \text{ m}$$

**Longueur afférente de la poutre secondaire :**

$$L_{\text{aff(ps)}} = \frac{4,5 + 3,25}{2} - 0,3 = 3,57 \text{ m}$$

**Poids propre des poutres principales :**

$$p_p = 25 \times 0,3 \times 0,45 \times 4,7 = 15,86 \text{ KN}$$

**Poids propre des poutres secondaires :**

$$p_s = 25 \times 0,3 \times 0,40 \times 3,57 = 10,71 \text{ KN}$$

**Poids total des poutres principales et secondaires :**

$$p_t = p_p + p_s = 15,86 + 10,71 = 26,57 \text{ KN}$$

$$N_p = 1,35 \times p_t \times n$$

n : nombre d'étage

$$N_p = 1,35 \times 26,57 \times 2 = 71,73 \text{ KN}$$

**Poids propre de plancher :**

$$G_{\text{cumulee}} = G_{\text{ec}} + G_{\text{terrasse}} = 6,33 + 5,38 = 11,71 \text{ KN/m}^2$$

$$P_{\text{cumulee}} = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$N_{\text{upp9}} = 1,35(b \times h) \times l_y \times \rho$$

## Chapitre II Pré-dimensionnement des éléments et descente des charges

---

$$N_{upp9} = 1,35(0,3 \times 0,45) \times 5 \times 25$$

$$N_{upp9} = 22,781 \text{ KN}$$

$$N_{ups9} = 1,35(b \times h) \times l_x \times \rho$$

$$N_{ups9} = 1,35(0,30 \times 0,40) \times 3,875 \times 25$$

$$N_{ups9} = 15,693 \text{ KN}$$

$$N_{ups8} = N_{ups9} \times 2 = 31,386 \text{ KN}$$

$$N_{upp8} = N_{upp9} \times 2 = 22,781 \times 2 = 45,562 \text{ KN}$$

$$N_{planc8} = (1,35G + 1,5Q) \times S_{aff}$$

$$N_{planc8} = (1,35 \times 11,71 + 1,5 \times 2,5)(3,875 \times 5)$$

$$N_{planc8} = 378,946 \text{ KN}$$

$$N_{upot8} = 7,928$$

$$N_{u8} = (N_{upp8} + N_{ups8} + N_{upot8} + N_{planc8})$$

$$N_{u8} = 1(31,386 + 45,562 + 7,928 + 378,946)$$

$$N_{u8} = 463,822 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 0,066 \times N_u = 30612 \text{ mm}^2$$

$$B_r = (a - 2)(a - 2) \geq 30612 \text{ mm}^2 = 306,12 \text{ cm}^2$$

$$\text{Alors : } a = \sqrt{306,12} + 2 = 19,50 \text{ cm}^2$$

La section du poteau au niveau de 8 éme etage est (30x30) cm<sup>2</sup>.

### II.8.5 Vérification de conditions imposées par(RPA99v.2003) :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Min}(a, b) = 30 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm} & \text{Condition vérifié} \\ \text{Min}(a, b) = 30 \text{ cm} \geq \frac{306}{20} = 15,3 & \text{Condition vérifié} \\ \frac{1}{4} < \frac{30}{30} = 1 < 4 & \text{Condition vérifié} \end{array} \right\}$$

## Chapitre II Pré-dimensionnement des éléments et descente des charges

**Tableau.II. 9 : Pré-dimensionnement des 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	Verif flambement
3,06	haut 9 <sup>eme</sup> etage	6,33	1	22,781	15,694	0,000	194,632	233,107	170,519	154,495	14,430	30	24,735
3,06	haut 8 <sup>eme</sup> etage	11,71	2,5	45,563	31,388	7,928	378,946	463,824	338,191	307,406	19,533	30	24,735
3,06	haut 7 <sup>eme</sup> etage	17,09	3,85	68,344	47,081	15,856	558,901	690,182	502,958	457,428	23,388	30	24,735
3,06	haut 6 <sup>eme</sup> etage	22,47	5,05	91,125	62,775	23,784	734,497	912,180	664,818	604,561	26,588	35	21,201
3,06	haut 5 <sup>eme</sup> etage	27,85	6,1	113,906	78,469	34,574	905,733	1132,682	825,892	750,702	29,399	35	21,201
3,06	haut 4 <sup>eme</sup> etage	33,23	7	136,688	94,163	45,365	1072,610	1348,825	984,060	893,954	31,899	35	21,201
3,06	haut 3 <sup>eme</sup> etage	38,61	7,75	159,469	109,856	56,156	1235,127	1560,608	1139,322	1034,317	34,161	40	18,551
3,06	haut 2 <sup>eme</sup> etage	43,99	8,5	182,250	125,550	70,250	1397,645	1775,694	1297,031	1176,869	36,306	40	18,551
3,74	haut 1 <sup>eme</sup> etage	49,37	9,25	205,031	141,244	84,344	1560,162	1990,781	1454,739	1319,420	38,324	40	22,674
4,08	haut rdc	54,75	10,5	227,813	156,938	102,110	1737,211	2224,071	1624,856	1474,037	40,393	45	21,987
2,74	haut sous sol	60,34	13	250,594	172,631	126,919	1956,081	2506,224	1828,476	1661,038	42,756	45	14,766
	haut radier	60,34	13	250,594	172,631	142,569	1956,081	2521,875	1840,069	1671,411	42,883	45	

**Chapitre III :**  
**Etude des planchers :**

## CHAPITRE III ETUDE DES PLANCHERS

### III.1. La dalle en corps creux :

La structure étudiée comporte des planchers à corps creux. Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions  $(16 \times 20 \times 55) \text{cm}^3$ , avec une dalle de compression de  $4 \text{cm}$  d'épaisseur. Pour les planchers à corps creux le calcul se fait pour les poutrelles et la dalle de compression.

### III.2. Étude de la dalle de compression :

La dalle de compression de  $4$  à  $5 \text{cm}$  d'épaisseur est coulée sur place, elle est armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (TL520) dont le but est de :

- Résister aux effets de charges appliqués ;
- Limiter les risques de fissuration par retrait et
- Reprendre les charges localisées entre poutrelles voisines, Le ferrailage est donné par les formules suivantes :

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

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

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$50 \text{ cm} \leq L_n \leq 80 \text{ cm}$$

$$A_{\perp} \geq 4 \times \frac{l_n}{f_e} \rightarrow A_{\perp} \geq 4 \times \frac{60}{400} \rightarrow A_{\perp} = 0,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures**

$$6\phi 5 \rightarrow A_{\perp} = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Armatures parallèles aux nervures (A//) :**

$$50 \text{ cm} \leq L_n \leq 80 \text{ cm}$$

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \rightarrow A_{//} \geq \frac{0,6}{2} \rightarrow A_{//} \geq 0,3 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Choix des armatures**

$$6\phi 5 \rightarrow A_{//} = 1,18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on adoptera un treillis soudé  $\phi 5 (150 \times 150) \text{mm}^2$

**III.3 Méthode de calcul :**

Les poutrelles à étudier sont assimilées à des poutres continues sur plusieurs appuis, leur étude s’effectue selon l’une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire et
- Méthode de Caquot.

**III.3.1 Présentation théorique de la méthode forfaitaire**

Une méthode simplifiée de calcul applicable aux planchers à surcharges. L’utilisation de cette méthode conduit à un calcul rapide et direct. Suivant le BAEL 91, on peut appliquer « la méthode forfaitaire » pour le calcul des planchers à charge d’exploitation modérée, si les conditions suivantes sont vérifiées.

- $Q \text{ min } (2G ; 5 \text{ KN/m}^2 ) ;$
- Le moment d’inertie constant sur toutes les travées ;
- Le rapport des portées successives doit être compris entre 0,8 et 1,25 et
- La fissuration est peu préjudiciable (peu nuisible).

**III.3.2 Présentation théorique de la méthode de Caquot**

Caquot a établi une méthode de calcul directe et pratique qui a l’avantage de libérer le projeteur de toute résolution de système d’équation linéaire. En effet, l’auteur a basé sa méthode sur la théorie générale des poutres continues, mais en considérant que le moment sur appui donné ne dépend principalement que des charges situées sur les travées adjacentes à cet appui. Cette judicieuse hypothèse simplifie énormément les calculs et réduit ainsi le problème à l’étude d’une série des poutres à deux travées une fois hyperstatique.

**III.4 Les différents types des poutrelles :**

Schémas statique étage terrasse :

**Tableau.III. 1: les schémas statiques des poutrelles.**

Types 01	
Types 02	
Types 03	

**III.4.1 Vérification des méthodes de calcul :**

**III.4.1.1 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire**

$Q = 150 \text{ daN/m}^2 \leq \min(2 \times 490 ; 500) \text{ daN/m}^2 \rightarrow$  Condition vérifiée.

- Le moment d’inertie constant sur toutes les travées.  $\rightarrow$  Condition vérifiée.
- La fissuration est considérée comme non préjudiciable (peu nuisible).  $\rightarrow$  Condition vérifiée.
- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$\frac{L_{i+1}}{L_i} = \frac{325}{325} = 1 \rightarrow \text{Condition vérifiée pour type 01.}$$

Alors on applique la méthode la méthode forfaitaire pour le type 01

- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25.

$$\frac{L_{i+1}}{L_i} = \frac{450}{325} = 1,38 \rightarrow \text{Condition pas vérifiée pour type 02.}$$

Alors on applique la méthode de Caquot minorée pour le type 02.

- Les portées successives des travées sont dans un rapport compris entre 0.8 et1.25.

$$\frac{L_{i+1}}{L_i} = \frac{450}{325} = 1.38 \rightarrow \text{Condition pas vérifiée pour type 03.}$$

Alors on applique la méthode de Caquot minorée pour le type 03.

**III.4.1.1.1 Évaluations des charges :**

Les poutrelles supportent les charges suivantes :

**Tableau. III.2 :** Tableau récapitulatif des caractéristiques des planchers.

Plancher	Ln	G[daN/m <sup>2</sup> ]	Q[daN/m <sup>2</sup> ]
Terrasse	0,6	633	100
Etage courant	0,6	538	150

**Tableau.III.3 :** Tableau de combinaison d’actions.

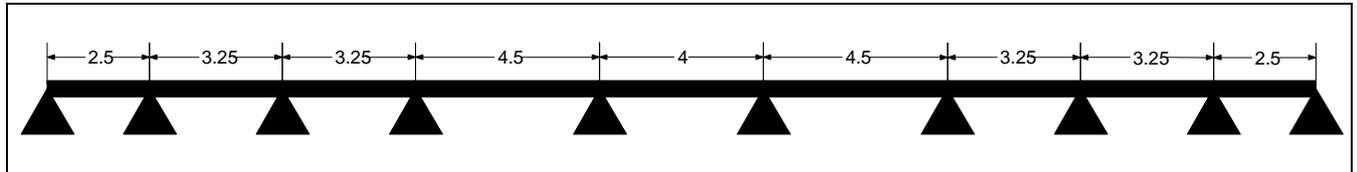
	formule	terrasse	Etage courant
La charge ultime [daN/ml]	$q_u = (1.35G + 1,5Q)*L_n$	602,73	570,78
La charge service [daN/ml]	$q_s = (G + Q)*L_n$	439,8	412,8

### III.4.1.2 Application de la méthode de Caquot-minorée :

#### III.4.1.2.1 Application de la méthode de Caquot pour le plancher terrasse :

Type de poutrelle à étudier :

Tableau.III. 2: schémas statiques des poutrelles.



#### a) Calcul des moments fléchissant

Type 03 (Terrasse) :

$$\begin{cases} Q_u = 602,73 \text{ daN/ml.} \\ Q_s = 439 \text{ daN/ml.} \end{cases}$$

❖ ELU

#### 1) Travée (AB) ; (BC) (2,5 ; 3,25)

Calcul de la charge répartie sur la travée AB :

$$P_g = (1,35G + 1,5Q) \times L_n = (1,35 \times 6,33 + 1,5 \times 1) \times 0,6$$

$$P_g = 6,027 \text{ kN/ml.}$$

Calcul de la charge répartie sur la travée BC :

$$P_d = (1,35G + 1,5Q) \times L_n = (1,35 \times 6,33 + 1,5 \times 1) \times 0,6$$

$$P_d = 6,027 \text{ kN/ml.}$$

Calcul de la charge réduite sur la travée BC :

$$P_{rg} = [1,35 \times (2/3) \times G + (1,5 \times Q)] \times L_n$$

$$P_{rg} = 0,6 \times [1,35 \times (2/3) \times 6,33 + 1,5 \times 1] = 4,31 \text{ kN/ml.}$$

Longueur de calcul pour la travée AB :

Travée 1 est une travée de rive alors  $L'_g = 2,5 \text{ m.}$

Longueur de calcul pour la travée BC :

Travée 2 est une travée intermédiaire alors  $L'_d = 0,8 \times 3,25 = 2,6$

**Calcul du moment en appui central :**

$$M_{a01} = - \frac{(p_{rg} \times L'_g)^3 + (p_r \times L'_d)^3}{8,5 \times (L'_g + L'_d)} = \frac{(4,31 \times 2,5^3) + (4,31 \times 2,6^3)}{8,5 \times (2,6 + 2,5)}$$

$$M_{a01} = -3,31 \text{ KN.m}$$

**Calcul du moment en appui gauche.**

$$M_{ag01} = -0,2 \times \frac{p_{rg} \times L'^2}{8} = -0,2 \times \frac{4,31 \times 2,5^2}{8}$$

$$M_{ag01} = -0,67 \text{ KN.m}$$

**Calcul de la position du moment max :**

$$X = \left( \frac{L_g}{2} \right) - \frac{(M_g - M_d)}{(P_g \times L_d)} = \left( \frac{2,5}{2} \right) - \frac{-0,67 - (-3,31)}{(6,02 \times 2,5)}$$

$$X = 1,08 \text{ m}$$

**Calcul du moment en travée AB :**

$$M_{t01} = \frac{q \times L \times X}{2} - \frac{q \times X^2}{2} - M_g + \frac{M_g - M_d}{L} \times X$$

$$M_{t01} = \frac{6,02 \times 2,5 \times 1,08}{2} - \frac{6,02 \times 1,08^2}{2} - 0,67 + \frac{0,67 - 3,31}{2,5} \times 1,08$$

$$M_{t01} = 2,81 \text{ KN.}$$

**2) Travée BC, CD (3,25 ;3,25)**

**Calcul de la charge répartie sur la travée BC :**

$$P_g = (1,35G + 1,5Q) \times L_n = (1,35 \times 6,33 + 1,5 \times 1) \times 0,6$$

$$P_g = 6,027 \text{ KN/ml.}$$

**Calcul de la charge répartie sur la travée CD :**

$$P_d = (1,35G + 1,5Q) \times L_n = (1,35 \times 6,33 + 1,5 \times 1) \times 0,6$$

$$P_d = 6,027 \text{ KN/ml.}$$

**Calcul de la charge réduite sur la travée BC :**

$$P_{rg} = [1,35 \times (2/3) \times G] + (1,5 \times Q) \times L_n$$

$$P_{rg} = 0,6 \times [1,35 \times (2/3) \times 6,33 + 1,5 \times 1] = 4,31 \text{ kN/ml.}$$

**Calcul de la charge réduite sur la travée CD :**

$$P_{rg} = [1,35 \times (2/3) \times G] + (1,5 \times Q) \times L_n$$

$$P_{rg} = 0,6 \times [1,35 \times (2/3) \times 6,33 + 1,5 \times 1] = 4,31 \text{ kN/ml.}$$

**Longueur de calcul pour la travée BC :**

$$\text{Travée 2 est une travée intermédiaire alors } L'_g = 0,8 \times 3,25 = 2,6 \text{ m}$$

**Longueur de calcul pour la travée CD :**

$$\text{Travée 3 est une travée intermédiaire alors } L'_d = 0,8 \times 3,25 = 2,6 \text{ m}$$

**Calcul du moment en appui central :**

$$M_{a02} = - \frac{(p_{rg} \times L'^3_g) + (p_{rd} \times L'^3_d)}{8,5 \times (L'_g + L'_d)} = \frac{(4,31 \times 2,6^3) + (4,31 \times 2,6^3)}{8,5 \times (2,6 + 2,6)}$$

$$M_{a02} = -3,43 \text{ KN}$$

**Calcul de la position du moment max :**

$$X = \left( \frac{L_g}{2} \right) - \frac{(M_g - M_d)}{(P_g \times L_g)} = \left( \frac{3,25}{2} \right) - \frac{-3,31 - (-3,43)}{(6,02 \times 3,25)}$$

$$X = 1,62 \text{ m}$$

**Calcul du moment en travée BC :**

$$M_{t02} = \frac{q \times L \times X}{2} - \frac{q \times X^2}{2} - M_g + \frac{M_g - M_d}{L} \times X$$

$$M_{t02} = \frac{6,02 \times 3,25 \times 1,62}{2} - \frac{6,02 \times 1,62^2}{2} - 3,31 + \frac{3,31 - 3,43}{3,25} \times 1,62$$

$$M_{t02} = 4,59 \text{ KN.m}$$

**3) Travée CD, DE (3,25 ;4,5)****Longueur de calcul pour la travée CD :**

$$\text{Travée 3 est une travée intermédiaire alors } L'_g = 0,8 \times 3,25 = 2,6 \text{ m}$$

**Longueur de calcul pour la travée DE :**

$$\text{Travée 4 est une travée intermédiaire alors } L'_d = 0,8 \times 4,5 = 3,6 \text{ m}$$

**Calcul du moment en appui central :**

$$M_{a03} = - \frac{(p_{rg} \times L'^3_g) + (p_{rd} \times L'^3_d)}{8,5 \times (L'_g + L'_d)} = \frac{(4,31 \times 2,6^3) + (4,31 \times 3,6^3)}{8,5 \times (2,6 + 3,6)}$$

$$M_{a03} = -5,26 \text{ KN}$$

**Calcul de la position du moment max :**

$$X = \left( \frac{L_g}{2} \right) - \frac{(M_g - M_d)}{(P_g \times L_g)} = \left( \frac{3,25}{2} \right) - \frac{-3,43 - (-5,26)}{(6,02 \times 3,25)}$$

$$X = 1,53 \text{ m}$$

**Calcul du moment en travée CD :**

$$M_{t03} = \frac{q \times L \times X}{2} - \frac{q \times X^2}{2} - M_g + \frac{M_g - M_d}{L} \times X$$

$$M_{t03} = \frac{6,02 \times 3,25 \times 1,53}{2} - \frac{6,02 \times 1,53^2}{2} - 3,43 + \frac{3,43 - 5,25}{3,25} \times 1,53$$

$$M_{t03} = 3,64 \text{ KN.m}$$

**4) Travée (DE, EF) (4,5 ;4)**

**Longueur de calcul pour la travée DE :**

$$\text{Travée 4 est une travée intermédiaire alors } L'_g = 0,8 \times 4,5 = 3,6 \text{ m}$$

**Longueur de calcul pour la travée EF :**

$$\text{Travée 5 est une travée intermédiaire alors } L'_d = 0,8 \times 4 = 3,2 \text{ m}$$

**Calcul du moment en appui central :**

$$M_{a04} = - \frac{(p_{rg} \times L'_g{}^3) + (p_{rd} \times L'_d{}^3)}{8,5 \times (L'_g + L'_d)} = \frac{(4,31 \times 3,6^3) + (4,31 \times 3,2^3)}{8,5 \times (3,6 + 3,2)}$$

$$M_{a04} = -5,94 \text{ KN}$$

**Calcul de la position du moment max :**

$$X = \left( \frac{L_g}{2} \right) - \frac{(M_g - M_d)}{(P_g \times L_g)} = \left( \frac{4,5}{2} \right) - \frac{-5,26 - (-5,94)}{(6,02 \times 4,5)}$$

$$X = 2,23 \text{ m}$$

**Calcul du moment en travée :**

$$M_{t04} = \frac{q \times L \times X}{2} - \frac{q \times X^2}{2} - M_g + \frac{M_g - M_d}{L} \times X$$

$$M_{t04} = \frac{6,02 \times 4,5 \times 2,23}{2} - \frac{6,02 \times 2,23^2}{2} - 5,26 + \frac{5,26 - 5,94}{4,5} \times 2,23$$

$$M_{t04} = 9,67 \text{ KN.m}$$

### 5) Travée (EF) ; (FG) (4 ; 4,5)

#### Longueur de calcul pour la travée EF :

Travée 4 est une travée intermédiaire alors  $L'_g = 0,8 \times 4 = 3,2 \text{ m}$

#### Longueur de calcul pour la travée FG :

Travée 5 est une travée de rive alors  $L'_d = 0,8 \times 4,5 = 3,6 \text{ m}$

#### Calcul du moment en appui central :

$$M_{a05} = - \frac{(p_{rg} \times L'_g)^3 + (p_{rd} \times L'_d)^3}{8,5 \times (L'_g + L'_d)} = - \frac{(4,31 \times 3,2^3) + (4,31 \times 3,6^3)}{8,5 \times (3,2 + 3,6)}$$

$$M_{a05} = -5,93 \text{ KN.m}$$

#### Calcul de la position du moment max :

$$X = \left( \frac{L_g}{2} \right) - \frac{(M_g - M_d)}{(P_g \times L_g)} = \left( \frac{4}{2} \right) - \frac{-5,94 - (-5,93)}{(6,02 \times 4)}$$

$$X = 2 \text{ m.}$$

#### Calcul du moment en travée :

$$M_{t05} = \frac{q \times L \times X}{2} - \frac{q \times X^2}{2} - M_g + \frac{M_g - M_d}{L} \times X$$

$$M_{t05} = \frac{6,02 \times 4 \times 2}{2} - \frac{6,02 \times 2^2}{2} - 5,94 + \frac{5,94 - 5,93}{4} \times 2$$

$$M_{t05} = 6,12 \text{ KN.m.}$$

### ❖ ELS

#### 1) Travée (AB) ; (BC) (2,5 ; 3,25)

#### Calcul de la charge répartie sur la travée AB :

$$p_g = (G + Q) \times L_n = (6,33 + 1) \times 0,6$$

$$p_g = 4,4 \text{ KN/ml}$$

#### Calcul de la charge répartie sur la travée BC :

$$p_g = (G + Q) \times L_n = (6,33 + 1) \times 0,6$$

$$p_g = 4,4 \text{ KN/ml}$$

**Calcul de la charge réduite sur la travée AB :**

$$P_{rg} = \left( \frac{2}{3} \times G + Q \right) \times L_n$$

$$P_{rg} = \left( \frac{2}{3} \times 6,33 + 1 \right) \times 0,6 = 3,13 \text{ KN/ml}$$

**Calcul de la charge réduite sur la travée BC :**

$$P_{rg} = \left( \frac{2}{3} \times G + Q \right) \times L_n$$

$$P_{rg} = \left( \frac{2}{3} \times 6,33 + 1 \right) \times 0,6 = 3,13 \text{ KN/ml}$$

**Longueur de calcul pour la travée AB :**

Travée 1 est une travée de rive alors  $L'_g = 2,5 \text{ m}$ .

**Longueur de calcul pour la travée BC :**

Travée 2 est une travée intermédiaire alors  $L'_d = 0,8 \times 3,25 = 2,6 \text{ m}$ .

**Calcul du moment en appui central :**

$$M_{a01} = - \frac{(p_{rg} \times L'_g) + (p_{rd} \times L'_d)}{8,5 \times (L'_g + L'_d)} = \frac{(3,13 \times 2,5) + (3,13 \times 2,6)}{8,5 \times (2,6 + 2,5)}$$

$$M_{a01} = -2,40 \text{ KN.m}$$

**Calcul du moment en appui gauche (West).**

$$M_{ag01} = -0,2 \times \frac{p_{rg} \times L'^2}{8} = -0,2 \times \frac{3,13 \times 2,5^2}{8}$$

$$M_{ag01} = -0,48 \text{ KN.m}$$

**Calcul de la position du moment max :**

$$X = \left( \frac{L_g}{2} \right) - \frac{(M_g - M_d)}{(P_g \times L_g)} = \left( \frac{2,5}{2} \right) - \frac{-0,48 - (-2,4)}{(4,4 \times 2,5)}$$

$$X = 1,08 \text{ m}$$

**Calcul du moment en travée AB :**

$$M_{t01} = \frac{q \times L \times X}{2} - \frac{q \times X^2}{2} - M_g + \frac{M_g - M_d}{L} \times X$$

$$M_{t01} = \frac{4,4 \times 2,5 \times 1,08}{2} - \frac{4,4 \times 1,08^2}{2} - 0,48 + \frac{0,48 - 2,4}{2,5} \times 1,08$$

$$M_{t01} = 2,06 \text{ KN.m}$$

### 2) Travée (BC) ; (CD) (3,25 ; 3,25)

#### Longueur de calcul pour la travée BC :

Travée 2 est une travée intermédiaire alors  $L'_g = 0,8 \times 3,25 = 2,6 \text{ m}$

#### Longueur de calcul pour la travée CD :

Travée 3 est une travée intermédiaire alors  $L'_d = 0,8 \times 3,25 = 2,6 \text{ m}$

#### Calcul du moment en appui central :

$$M_{a02} = - \frac{(p_{rg} \times L'_g{}^3) + (p_{rd} \times L'_d{}^3)}{8,5 \times (L'_g + L'_d)} = \frac{(3,13 \times 2,6^3) + (3,13 \times 2,6^3)}{8,5 \times (2,6 + 2,6)}$$

$$M_{a02} = -2,49 \text{ KN.m}$$

#### Calcul de la position du moment max :

$$X = \left( \frac{L_g}{2} \right) - \frac{(M_g - M_d)}{(P_g \times L_g)} = \left( \frac{3,25}{2} \right) - \frac{-2,4 - (-2,49)}{(4,4 \times 3,25)}$$

$$X = 1,62 \text{ m}$$

#### Calcul du moment en travée BC :

$$M_{t02} = \frac{q \times L \times X}{2} - \frac{q \times X^2}{2} - M_g + \frac{M_g - M_d}{L} \times X$$

$$M_{t02} = \frac{4,4 \times 3,25 \times 1,62}{2} - \frac{4,4 \times 1,62^2}{2} - 2,4 + \frac{2,4 - 2,49}{3,25} \times 1,62$$

$$M_{t02} = 3,36 \text{ KN.m}$$

### 3) Travée (CD) ; (DE) (3,25 ; 4,5) m

#### Longueur de calcul pour la travée CD :

Travée 3 est une travée intermédiaire alors  $L'_w = 0,8 \times 3,25 = 2,6 \text{ m}$

#### Longueur de calcul pour la travée DE :

Travée 4 est une travée de rive alors  $L'_e = 0,8 \times 4,5 = 3,6 \text{ m}$

#### Calcul du moment en appui central :

$$M_{a03} = - \frac{(p_{rg} \times L'_g{}^3) + (p_{rd} \times L'_d{}^3)}{8,5 \times (L'_g + L'_d)} = \frac{(3,13 \times 2,6^3) + (3,13 \times 3,6^3)}{8,5 \times (2,6 + 3,6)}$$

$$M_{a03} = -3,82 \text{ KN.m}$$

**Calcul de la position du moment max :**

$$X = \left( \frac{L_g}{2} \right) - \frac{(M_g - M_d)}{(P_g \times L_g)} = \left( \frac{3,25}{2} \right) - \frac{-2,4 - (-3,82)}{(4,4 \times 3,25)}$$

$$X = 1,53 \text{ m}$$

**Calcul du moment en travée CD :**

$$M_{t03} = \frac{q \times L \times X}{2} - \frac{q \times X^2}{2} - M_g + \frac{M_g - M_d}{L} \times X$$

$$M_{t03} = \frac{4,4 \times 3,25 \times 1,53}{2} - \frac{4,4 \times 1,53^2}{2} - 2,49 + \frac{2,49 - 3,82}{3,25} \times 1,53$$

$$M_{t03} = 2,67 \text{ KN.m}$$

**4) Travée (DE) ; (EF) (4,5 ; 4) m**

**Longueur de calcul pour la travée DE :**

$$\text{Travée 4 est une travée intermédiaire alors } L'_g = 0,8 \times 4,5 = 3,6 \text{ m}$$

**Longueur de calcul pour la travée EF :**

$$\text{Travée 5 est une travée de rive alors } L'_d = 0,8 \times 4 = 3,2 \text{ m}$$

**Calcul du moment en appui central :**

$$M_{a04} = - \frac{(p_{rg} \times L'_g{}^3) + (p_{rd} \times L'_d{}^3)}{8,5 \times (L'_g + L'_d)} = \frac{(3,13 \times 3,6^3) + (3,13 \times 3,2^3)}{8,5 \times (3,6 + 3,2)}$$

$$M_{a04} = -4,30 \text{ KN.m}$$

**Calcul de la position du moment max :**

$$X = \left( \frac{L_g}{2} \right) - \frac{(M_g - M_d)}{(P_g \times L_g)} = \left( \frac{4,5}{2} \right) - \frac{-3,82 - (-4,30)}{(4,4 \times 4,5)}$$

$$X = 2,23 \text{ m.}$$

**Calcul du moment en travée DE :**

$$M_{t04} = \frac{q \times L \times X}{2} - \frac{q \times X^2}{2} - M_g + \frac{M_g - M_d}{L} \times X$$

$$M_{t04} = \frac{4,4 \times 4,5 \times 2,23}{2} - \frac{4,4 \times 2,23^2}{2} - 3,82 + \frac{3,82 - 4,30}{4,5} \times 2,23$$

$$M_{t04} = 7,08 \text{ KN.m.}$$

### 5) Travée (EF) ; (FG) (4 ; 4,5) m

#### Longueur de calcul pour la travée EF :

Travée 5 est une travée intermédiaire alors  $L'_g = 0,8 \times 4 = 3,2 \text{ m}$

#### Longueur de calcul pour la travée FG :

Travée 6 est une travée de rive alors  $L'_d = 0,8 \times 4,5 = 3,6 \text{ m}$

#### Calcul du moment en appui central :

$$M_{a05} = - \frac{(p_{rg} \times L'_g)^3 + (p_{rd} \times L'_d)^3}{8,5 \times (L'_g + L'_d)} = \frac{(3,13 \times 3,2^3) + (3,13 \times 3,6^3)}{8,5 \times (3,2 + 3,6)}$$

$$M_{a05} = -4,30 \text{ KN.m}$$

#### Calcul de la position du moment max :

$$X = \left( \frac{L_g}{2} \right) - \frac{(M_g - M_d)}{(P_g \times L_g)} = \left( \frac{4}{2} \right) - \frac{-3,82 - (-4,30)}{(4,4 \times 4)}$$

$$X = 2,23 \text{ m.}$$

#### Calcul du moment en travée DE :

$$M_{t05} = \frac{q \times L \times X}{2} - \frac{q \times X^2}{2} - M_g + \frac{M_g - M_d}{L} \times X$$

$$M_{t05} = \frac{4,4 \times 4 \times 2,23}{2} - \frac{4,4 \times 2,23^2}{2} - 3,82 + \frac{3,82 - 4,30}{4} \times 2,23$$

$$M_{t05} = 6,12 \text{ KN.m.}$$

#### b) Calcul des efforts tranchants :

$$V_g = \frac{M_g - M_d}{L} - \frac{q \times L}{2}$$

$$V_d = \frac{M_g - M_d}{L} + \frac{q \times L}{2}$$

#### Type 03 :

##### 1) Travée (2,5) m

#### Calcul des efforts tranchants (appui droite)

$$V_d = \frac{M_g - M_d}{L} + \frac{q \times L}{2} = \frac{-0,67 + 3,31}{2,5} + \frac{6,02 \times 2,5}{2} = 8,58 \text{ KN}$$

**Calcul des efforts tranchants (appui gauche)**

$$V_g = \frac{M_g - M_d}{L} - \frac{q \times L}{2} = \frac{-0,67 + 3,31}{2,5} - \frac{6,02 \times 2,5}{2} = -6,47 \text{ KN}$$

**2) Travée (3,25) m****Calcul des efforts tranchants (appui droite)**

$$V_d = \frac{M_g - M_d}{L} + \frac{q \times L}{2} = \frac{-3,31 + 3,43}{3,25} - \frac{6,02 \times 3,25}{2} = -9,75 \text{ KN}$$

**Calcul des efforts tranchants (appui gauche)**

$$V_g = \frac{M_g - M_d}{L} - \frac{q \times L}{2} = \frac{-3,31 + 3,43}{3,25} + \frac{6,02 \times 3,25}{2} = 9,82 \text{ KN}$$

**3) Travée (3,25) m****Calcul des efforts tranchants (appui droite)**

$$V_d = \frac{M_g - M_d}{L} + \frac{q \times L}{2} = \frac{-3,43 + 5,26}{3,25} - \frac{6,02 \times 3,25}{2} = -9,23 \text{ KN}$$

**Calcul des efforts tranchants (appui gauche)**

$$V_g = \frac{M_g - M_d}{L} - \frac{q \times L}{2} = \frac{-3,43 + 5,26}{3,25} - \frac{6,02 \times 3,25}{2} = 10,36 \text{ KN}$$

**3) Travée (4,5) m****Calcul des efforts tranchants (appui droite)**

$$V_d = \frac{M_g - M_d}{L} + \frac{q \times L}{2} = \frac{-5,26 + 5,94}{4,5} - \frac{6,02 \times 4,5}{2} = -13,402 \text{ KN}$$

**Calcul des efforts tranchant (appui gauche)**

$$V_g = \frac{M_g - M_d}{L} - \frac{q \times L}{2} = \frac{-3,43 + 5,26}{4,5} + \frac{6,02 \times 4,5}{2} = 13,72 \text{ KN}$$

**4) Travée (4) m****Calcul des efforts tranchants (appui gauche)**

$$V_g = \frac{M_g - M_d}{L} - \frac{q \times L}{2} = \frac{-5,94 + 5,93}{4} + \frac{6,02 \times 4}{2} = -12,06 \text{ KN}$$

**Calcul des efforts tranchants (appui droite)**

$$V_d = \frac{M_g - M_d}{L} + \frac{q \times L}{2} = \frac{-5,94 + 5,93}{4} - \frac{6,02 \times 4}{2} = 12,06 \text{ KN}$$

Tableau.III. 3 Les efforts trouvés dans les différents types de poutrelles(Terrasse)

Travée	Moment en travée [KN.m]		Moment en appui [KN.m]				Effort tranchant [KN]
	ELU	ELS	ELU		ELS		
			Gauche	Droit	Gauche	Droit	
1	2,81	2,06	-0,67	-3,31	-0,48	-2,40	8,59
2	4,59	3,36	-3,31	-3,43	-2,40	-2,49	9,84
3	3,64	2,67	-3,43	-5,26	-2,49	-3,82	10,36
4	9,67	7,08	-5,26	-5,94	-3,82	-4,30	13,72
5	6,12	4,50	-5,94	-5,94	-4,30	-4,30	12,06
6	9,67	7,08	-5,94	-5,26	-4,30	-3,82	13,72
7	3,64	2,67	-5,26	-3,43	-3,82	-2,49	10,36
8	4,59	3,36	-3,43	-3,31	-2,49	-2,40	9,84
9	2,81	2,06	-3,31	-0,67	-2,40	-0,48	8,59

Type 01 :

$$Q_u = 602 \text{ daN/ml}$$

$$Q_s = 439 \text{ daN/ml}$$

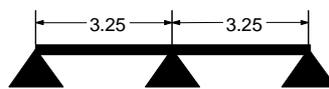


Figure.III 1: Schéma statique de la poutrelle type 01

III.4.2 Application de la méthode forfaitaire :

Le principe consiste à autoriser le transfert de moment entre les sections sur appuis, et en travées et réciproquement.

Calcul des moments :

Soit :

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q}$$

Les moments en travées et en appuis doivent vérifier :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3)M_0, 1,05M_0]$$

$$M_t \geq \left(\frac{1,2+0,3\alpha}{2}\right) M_0 \text{ (Travée de rive).}$$

$$M_t \geq \left(\frac{1+0,3\alpha}{2}\right) M_0 \text{ (Travée intermédiaire).}$$

**Avec :**

$M_0$ : la valeur maximale du moment fléchissant dans chaque travée (c'est le moment - Isostatique) ;

$M_g$  et  $M_d$ : les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite respectivement dans la travée considérée et

$M_t$ : le moment maximal en travée dans la travée considérée.

**Moment d'un appui de rive :**

Appuis semi encastré (encastré dans une poutre)  $\rightarrow -0,2M_0$ .

Appuis encastré (encastré dans un voile)  $\rightarrow -0,4M_0$ .

**Moments des appuis intermédiaires :**

Appuis d'une poutre à deux travées  $\rightarrow -0,6M_0$ .

Autres appuis intermédiaires  $\rightarrow -0,4M_0$ .

❖ **ELU**

**Calcul du chargement :**

$$(1,35g + 1,5q)0,6 = (1,35 \times 6,33 + 1,5 \times 1)0,6 = 6,02 \text{ kN/ml}$$

**Calcul de  $M_0^u$**

- **Travée AB :**

$$M_0^u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6,02 \times 3,25^2}{8} = 7,948 \text{ KN.m}$$

$$M_0^u = 794,8 \text{ daN.m}$$

- **Travée BC**

$$M_0^u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{6,02 \times 3,25^2}{8} = 7,948 \text{ KN.m}$$

$$M_0^u = 794,8 \text{ daN.m}$$

### Calcul des moments en appuis

- Appuis gauche (3.25) m

$$-0,2M_0^u = -0,2 \times 794,8 = -158,965 \text{ daN.m}$$

- Appuis droite (3.25) m

$$-0,2M_0^u = -0,2 \times 794,8 = -158,965 \text{ daN.m}$$

- Appuis intermédiaires

$$-0,6M_0^u = -0,6 \times 794,8 = -476,88 \text{ daN.m}$$

### Calcul des moments en travée

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = \frac{1}{6,33 + 1} = 0,13$$

$$0 \leq \alpha = 0,13 \leq \frac{2}{3} = 0,66 \text{ Condition vérifiée}$$

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0^u ; 1,05M_0^u]$$

$$M_t \geq -\left(\frac{M_g + M_d}{2}\right) + \max[(1 + 0,3 \times 0,13)M_0^u ; 1,05M_0^u]$$

$$M_t \geq -\left(\frac{M_g + M_d}{2}\right) + \max[(1,039)M_0^u ; 1,05M_0^u]$$

$$M_t \geq -\left(\frac{158,96 + 476,88}{2}\right) + \max[825,79; 834,54]$$

$$M_t \geq 517 \text{ daN.m}$$

$$M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0^u = \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,13}{2}\right) 794,8$$

$$M_t \geq 492,37 \text{ daN.m}$$

Alors on prend

$$M_t = 517 \text{ daN.m}$$

Tableau.III. 4 Calcul par la Méthode Forfaitaires

Portée (m)	3,25	3,25	
g : permanentes(kN/m)	3,798	3,798	
q : exploitation(kg/m)	0,6	0,6	
Pu : charge ELU en (kg/m)	6,0273	6,0273	
Ps : charge ELS en (kg/m)	4,4	4,40	
0.8<li/li-1<1.25	✕	1,00	✕
Calcul des moments à l'ELU (Kg.m)			
M(iso) travée ELU (Pu)	7,96	7,96	
Ma (appui)	-1,59	-4,77	-1,59
Mt (travée) en kg.m	4,94	4,94	
α(travée)	0,136	0,136	
Mt+(Mw+Me)/2	8,12	8,12	
Maxi[(1+0.3α)Mo;1.05Mo]	8,36	8,36	
Condition (Ligne15>Ligne16)	Non Vérifiée	Non Vérifiée	
Mt (travée à prendre) en kg.m	5,17	5,17	
Moments => (Kg.m)	-1,59	-4,77	-1,59
	▲	▲	▲
	5,17	5,17	

Calcul des efforts tranchants :

- Travée (AB, BC)

$$V_g = \frac{M_g - M_d}{l} + \frac{q.l}{2}$$

$$V_d = \frac{M_d - M_g}{l} - \frac{q.l}{2}$$

$$V_g = \frac{-1,5 + 4,76}{3,25} + \frac{6,02 \times 3,25}{2} = 10,76 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{-1,58 + 4,76}{3,25} - \frac{6,02 \times 3,25}{2} = -8,8 \text{ KN}$$

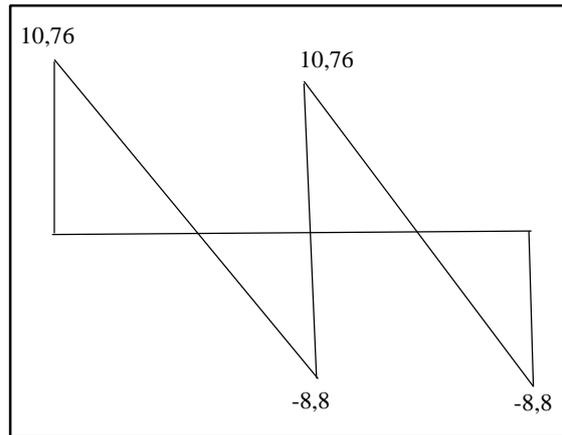


Figure.III 2: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU pour poutrelle 01

### ❖ ELS

$$q_s = (G + Q)0,6 = (6,33 + 1)0,6 = 4,39 \text{ kN/ml}$$

Calcul de  $M_0^s$

- Travée AB :

$$M_0^s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{4,39 \times 3,25^2}{8} = 5,8 \text{ KN.m}$$

$$M_0^s = 5,8 \text{ KN.m}$$

Calcul des moments en appuis

- Appuis gauche (3.25) m

$$-0,2M_0^u = -0,2 \times 580 = -116,13 \text{ daN.m}$$

- Appuis droite (3.25) m

$$-0,2M_0^u = -0,2 \times 580 = -116,13 \text{ daN.m}$$

- Appuis intermédiaires

$$-0,6M_0 = -0,6 \times 580 = -348 \text{ daN.m}$$

Calcul des moments en travée

- Travée (3,25) m :

$$M_{t01} + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max[(1 + 0,3\alpha)M_0^s, 1,05M_0^s]$$

$$M_{t01} \geq -\left(\frac{M_g + M_d}{2}\right) + \max[(1,039)M_0^S; 1,05M_0^S]$$

$$M_{t01} \geq -\left(\frac{116,13 + 348}{2}\right) + \max[602,62 ; 609]$$

$$M_{t01} \geq 377 \text{ daN.m}$$

$$M_t \geq \left(\frac{1,2 + 0,3\alpha}{2}\right) M_0 = \left(\frac{1,2 + 0,3 \times 0,13}{2}\right) 580 = 359,31 \text{ daN.m}$$

Alors on prend

$$M_t = 377 \text{ daN.m}$$

**Calcul des efforts tranchants :**

- Travée (AB, BC)

$$V_g = \frac{M_g - M_d}{l} - \frac{q.l}{2}$$

$$V_d = \frac{M_d - M_g}{l} + \frac{q.l}{2}$$

$$V_d = \frac{-1,16 + 3,48}{3,25} + \frac{4,39 \times 3,25}{2} = 7,84 \text{ KN}$$

$$V_g = \frac{-1,16 + 3,48}{3,25} - \frac{4,39 \times 3,25}{2} = -6,42 \text{ KN}$$

**Tableau.III. 5 Les efforts trouvés dans les différents types de poutrelles(TERRASSE)**

Travée	Moment en travée [KN.m]		Moment en appui [KN.m]		Effort tranchant[KN]
	ELU	ELS	ELU	ELS	
A-B	5,17	3,77	-1,59	-1,16	10,76
B-C	5,17	3,77	-4,77	-3,48	8,56

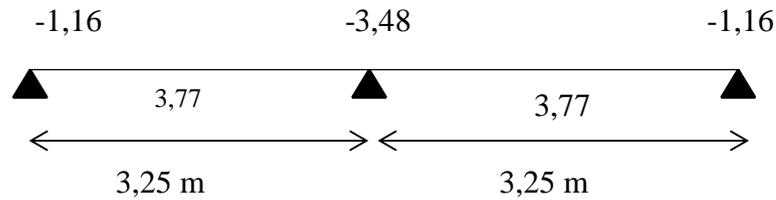


Figure.III 3: Schémas récapitulatif des moments fléchissant pour type 01 de poutrelle en ELS

Tableau.III. 6: Tableau récapitulatif des moments fléchissant et efforts tranchants max

Moment en travée [KN.m]		Moment en appui [KN.m]		Effort tranchant [KN]
ELU	ELS	ELU	ELS	
9,67	7,08	-5,94	-4,30	13,72

### III.5 Ferrailage des poutrelles :

#### III.5.1 Etat limite ultime (E.L.U) :

a) En travée

$$M_t^u = 9,67 \text{ KN. m}$$

1) Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

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

$$b = 60 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm}; h_0 = 4 \text{ cm}; h = 20 \text{ cm}$$

$$d = h - c = h - \frac{h}{10} = 20 - \frac{20}{10} = 18 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$M_T = 14,17 \times 60 \times 4 \times \left( 18 - \frac{4}{2} \right)$$

$$M_T = 54412,8 \text{ N.m}$$

$$M_T = 54412,8 \text{ N.m} > M_t^u = 9670 \text{ N.m}$$

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

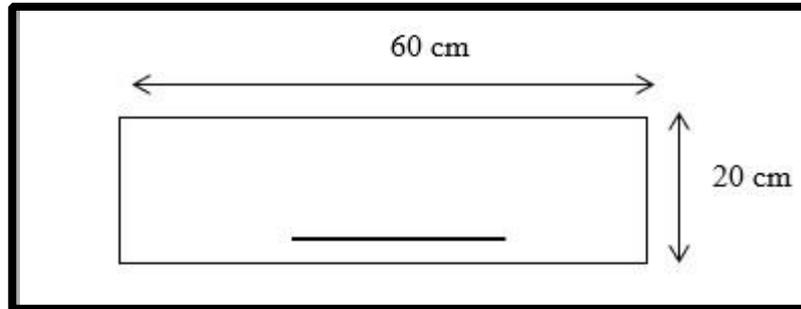


Figure.III 4: Section de calcul en travée

**2) Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{9670}{60 \times 14,17 \times 18^2} = 0,035$$

$$\mu = 0,02 < \mu_l = 0,392 (\text{Acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,035}) = 0,044$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,044 = 0,982$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

**3) Détermination des armatures**

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{9670}{0,982 \times 348 \times 18} = 1,57 \text{ cm}^2$$

**4) Condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

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

- **Choix des armatures : 3T10 = 2,36 cm<sup>2</sup>**

**III.5.2 Etat limite de service (E.L.S) :****III.5.2.1 Vérification de l'étendu de la zone comprimée :**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15A(d - h_0) = \frac{60 \times 4^2}{2} - 15 \times 2,36(18 - 4) = -15,6 < 0$$

$H < 0 \rightarrow$  L'axe neutre se trouve dans la nervure et  $y_1 > h_0$

- **L'axe neutre dans la nervure :**

$$\frac{b}{2} y_1^2 - (b - b_0) \frac{(y_1 - h_0)^2}{2} - 15A(d - y_1) + 15A'(y_1 - d') = 0$$

$$\frac{60}{2} y_1^2 - 48 \frac{(y_1 - 4)^2}{2} - 15 \times 2,36(18 - y_1) = 0$$

$$6y_1^2 + 227,4y_1 - 1021,2 = 0$$

La solution de cette équation est  $y_1 = 4,06$  cm

- **Moment quadratique**

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 - \frac{(b - b_0)(y_1 - h_0)^3}{3} + 15A(d - y_1)^2 + 15A'(y_1 - d')^2$$

$$I = \frac{60}{3} \times 4,06^3 - \frac{(60 - 12)(4,06 - 4)^3}{3} + 15 \times 2,36(18 - 4,06)^2$$

$$I = 8217 \text{ cm}^4$$

- **Calcul des contraintes**

$$\sigma_b = \frac{M_{\text{ser}}}{I} \times y_1 = \frac{7080 \times 10^3}{8217 \times 10^4} \times 4,06 \times 10 = 3,49 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = 8,55 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les armatures calculées à l'ELU seront}$$

maintenues à l'ELS.

**III.5.3 Etat limite ultime (E.L.U) :**

a) **En travée**

$$M_a^u = -5,94 \text{ KN.m}$$

$M_a^u < 0$  La table de compression se trouve dans la zone tendue et le béton tendu

n'intervient pas dans les calculs de résistance, donc la section de calcul sera une section rectangulaire de dimensions  $(b_0 \times h) = (12 \times 20) \text{ cm}^2$ .

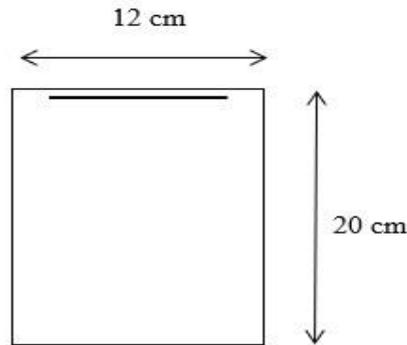


Figure.III 5: Section de calcul en appuis

1) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{b_0 \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{5940}{12 \times 14,17 \times 18^2} = 0,107$$

$$\mu = 0,107 < \mu_l = 0,392 (\text{Acier FeE400}) \Rightarrow A' \text{ n'existe pas et } 1000\epsilon_s > 1000\epsilon_l$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,107}) = 0,142$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,142 = 0,943$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

2) Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_a^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5940}{0,943 \times 18 \times 348} = 1,005 \text{ cm}^2$$

3) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

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

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

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) = \max(1,005; 0,26) = 1,005 \text{ cm}^2$$

- Choix des armatures : 1T12  $\longrightarrow A = 1,13 \text{ cm}^2$

**III.5.4 Etat limite de service (E.L.S) :**

$$M_a^s = -4,30 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{section rectangulaire et A'z} \\ \text{acier FeE400} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right. \quad \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

**Avec :**

$$\gamma = \frac{M_a^u}{M_a^s} = \frac{5940}{4300} = 1,38$$

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

$\alpha = 0,142 < 0,44 \Rightarrow$  Les armatures calculées à ELU seront maintenues à l'ELS.

**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.

$$T_u^{\max} = 13,72 \text{ KN} = 13720 \text{ N}$$

**III.5.5 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 :**

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

$$T_u = 13720 \leq 0,267 \times 16,2 \times 12 \times 25 \times 10^2 = 129762 \text{ N}$$

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

**III.5.5.1 Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures :**

On doit vérifier que :

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

$$A_{\text{inf}} = 236 \text{ mm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left[ 13720 - \frac{5940 \times 100}{0,9 \times 18} \right] = -65 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Donc : Il n'y a aucune influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures.

### III.5.5.2 Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{13720}{12 \times 18 \times 10^2} = 0,635 \text{ MPa}$$

Fissuration peut nuisible :

$$\tau_u = \min \left[ 0,2 \frac{f_{ct28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = \min \left[ 0,2 \frac{25}{1,5}, 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,635 \text{ MPa} < \tau = 3,33 \text{ MPa}$$

Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

- **Section des armatures transversales  $A_t$  :**

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left( \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{1 \text{ min}} \right)$$

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

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

- **L'espacement des armatures transversales :**

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta_{t1}} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{t28} \times K}{0,8 \times f_e (\sin\alpha + \cos\alpha)}$$

$$K = 1 \text{ (Flexion simple)}$$

$$\alpha = 90 \rightarrow \begin{cases} \sin\alpha = 1 \\ \cos\alpha = 0 \end{cases}$$

**Donc :**

$$\delta_{t1} \leq \frac{A_t \times 0,80 \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} = \frac{0,57 \times 0,8 \times 235}{12 \times (0,635 - 0,3 \times 2,1)} = 1786 \text{ cm}$$

$$\delta_{t2} \leq \min(0,9 \times d; 40 \text{ cm}) = \min(16,2 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm}$$

$$\delta_{t3} = \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0,4} = \frac{0,57 \times 235}{12 \times 0,4} = 27,91 \text{ cm}$$

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

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

**III.5.6 Vérification de la flèche****III.5.6.1 Vérification si le calcul de la flèche est nécessaire :**

La vérification de la flèche se fait à E.L.S

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{450} = 0,044 < 0,063$$

Avec  $l = 4,5$  m (la plus grande portée) □ (Condition non vérifiée).

$$\frac{h}{l} \leq \frac{1}{10} \left( \frac{M_t^s}{M_a^s} \right) = \frac{1}{10} \times \left( \frac{7080}{4300} \right) = 0,164$$

Avec  $M_t^s$ : le moment max en travée □ (Condition vérifiée).

$$\frac{A_t^s}{b_a \times d} = \frac{2,36}{12 \times 18} = 0,011 \leq \frac{4,2}{235} = 0,018 \rightarrow \text{(condition vérifiée)}.$$

**III.5.6.2 Conclusion :**

Une des trois conditions n'est pas vérifiée  $\rightarrow$  Le calcul de la flèche est nécessaire.

On doit vérifier que :  $\Delta f_t = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta f_{t \max}$

$f_{gv}$ ;  $f_{gi}$ : Les flèches dus à la charge  $g$  ;

$f_{ji}$ : La flèche dus à la charge  $j$  ;

$f_{pi}$ : La flèche dus à la charge totale  $p$  et

$g$ : charge permanente après mise en place des cloisons.

$$g = G \times 0,6 = 0,6 \times 6,33 = 3,79 \text{ KN/ml}$$

$j$ : charge permanente avant mise en place de cloisons ;

$$j = g = 3,79 \text{ KN/ml}$$

$p$  : charge totale ;

$$p = (G + Q) \times 0,6 = (6,33 + 1) \times 0,6 = 4,398 \text{ KN/ml}$$

**III.5.7 Calcul des moments fléchissant :**

On utilise la méthode de Caquot minorée pour calcul les moment  $M_g$ ,  $M_p$  et  $M_j$  :

$$M_g = 687 \text{ daN.m}$$

$$M_p = 795 \text{ daN.m}$$

$$M_j = 687 \text{ daN.m}$$

### Calcul du module de déformation longitudinale :

Module de déformation longitudinale instantanée :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164,2 \text{ MPa}$$

Module de déformation longitudinale différée :

$$E_v = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

### Calcul des moments d'inertie fictifs :

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

$I_0$ : Moment d'inertie de la section homogène par rapport à un axe passant par son centre de gravité.

### Coordonnées du centre de gravité :

$$V_1 = \frac{b_0 \times (h - h_0) \times \left(\frac{h-h_0}{2} + h_0\right) + (n \times A \times d) + \left(h_0 \times b \times \frac{h_0}{2}\right)}{b \times h_0 + b_0 \times (h - h_0) + n \times A}$$

$$V_1 = \frac{12 \times (20 - 4) \times \left(\frac{20-4}{2} + 4\right) + (15 \times 2,36 \times 18) + \left(4 \times 60 \times \frac{4}{2}\right)}{60 \times 4 + 12 \times (20 - 4) + 15 \times 2,36}$$

$$V_1 = \frac{2304 + 637,2 + 480}{467,4} = 7,32 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7,32 = 12,68 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = 60 \times \frac{7,32^3}{3} - (60 - 12) \times \frac{(7,32 - 4)^3}{3} + 12 \times \frac{12,68^3}{3} + 15 \times 2,36(18 - 7,32)^2$$

$$I_0 = 19451,64 \text{ cm}^4$$

### III.5.8 Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations :

$$\sigma_s = \frac{M_t^s}{A \times \beta_1 \times d}$$

$\sigma_s$ : Contrainte de traction effective de l'armature correspondant au cas de charge considéré.

$$\rho_1 = 100\rho = 100 \times \frac{A}{b_0 \times d} = 100 \times \frac{2,36}{12 \times 18} = 1,092$$

$$\beta_1 = 0,856$$

$\rho$ : Le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile.

$$\sigma_s^g = \sigma_s^j = \frac{M_t^j}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{6870}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 188,92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_t^p}{A \times \beta_1 \times d} = \frac{7950}{2,36 \times 0,856 \times 18} = 218,62 \text{ MPa}$$

**Calcul de  $\mu_g$ ,  $\mu_j$  et  $\mu_p$  :**

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

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

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0109 \times 188,92 + 2,1} = 0,355$$

$$\mu_g = \mu_j = 0,355$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0109 \times 218,62 + 2,1} = 0,315$$

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

**Avec**

$I_f$ : Moment d'inertie fictif.

$\lambda_i$ : Pour les déformations instantanées.

$\lambda_v$ : Pour les déformations de longue durée (différée).

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right)} = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0109 \times \left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right)}$$

$$\lambda_i = 3,71$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\rho \times \left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,0109 \times \left(2 + 3 \times \frac{12}{60}\right)}$$

$$\lambda_v = 1,48$$

$$I_{fg}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu_g \times \lambda_i} = \frac{1,1 \times 19451,64}{1 + 0,355 \times 3,71}$$

$$I_{fg}^i = 9234,70 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu_g \times \lambda_v} = \frac{1,1 \times 19451,64}{1 + 0,355 \times 1,48}$$

$$I_{fg}^v = 14030,69 \text{ cm}^4$$

$$I_{fp}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \mu_p \times \lambda_i} = \frac{1,1 \times 19451,64}{1 + 0,315 \times 3,71}$$

$$I_{fp}^i = 9869,37 \text{ cm}^4$$

**Calcul des flèches partielles :**

$$f_g^v = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{6870 \times 450^2}{10 \times 10818,87 \times 14030,69} = 0,916 \text{ cm}$$

$$f_g^i = f_j^i = \frac{M_t^g \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{6870 \times 450^2}{10 \times 32164,2 \times 9234,70} = 0,468 \text{ cm}$$

$$f_p^i = \frac{M_t^p \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{7950 \times 450^2}{10 \times 32164,2 \times 9869,37} = 0,507 \text{ cm}$$

**La flèche totale :**

$$\Delta_{ft} = (f_g^v - f_j^i) + (f_p^i - f_g^i)$$

$$\Delta_{ft} = (0,916 - 0,468) + (0,507 - 0,468) = 0,487$$

$$\Delta_{ft} = 0,487 \text{ cm}$$

**La flèche admissible :**

$$l = 4,50 \text{ m} < 5 \text{ m}$$

$$\Delta_{ftmax} = \frac{l}{5} = \frac{4,5}{5} = 0,9$$

$$\text{Donc : } \Delta_{ft} = 0,487 \text{ cm} < \Delta_{ftmax} = 0,9 \text{ cm}$$

**La flèche est vérifiée.**

Après les calculs et la vérification, les armatures adoptées sont regroupées dans le tableau suivant :

Tableau.III. 7: Tableau de ferrailage de poutrelles.

			Armature longitudinal		Choix d'armatures	Armature transversal	
			M[N.m]	$A_t$ [cm <sup>2</sup> ]		T[N/m]	$A_t$ [cm <sup>2</sup> ]
Plancher terrasse	En travée	ELU	9670	1,57	3T10 $A_t=2,36$ cm <sup>2</sup>	13720	$2\phi_6$ $A_t=0,57$ cm <sup>2</sup>
		ELS	7080	Vérifiée			
	En appui	ELU	-5940	1,005	1T12 $A_a=1,13$ cm <sup>2</sup>		
		ELS	-4300	Vérifiée			

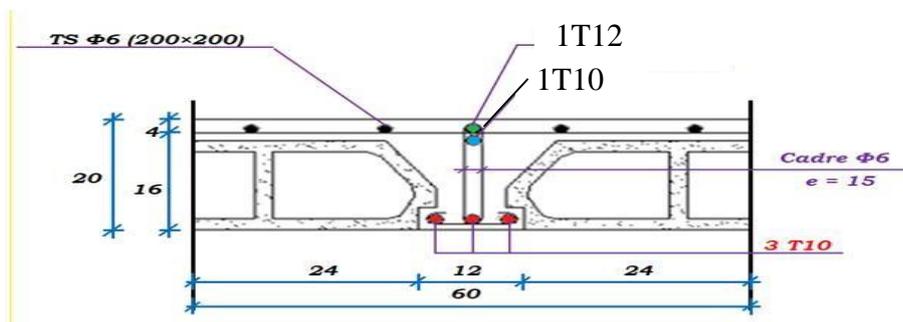


Figure.III 6: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

### III.6. La dalle pleine :

#### III.6.1 Principe de calcul :

Les dalles de notre structure portent suivant deux directions, et le calcul se fait en flexion simple. Le principe de calcul est basé sur les points suivants :

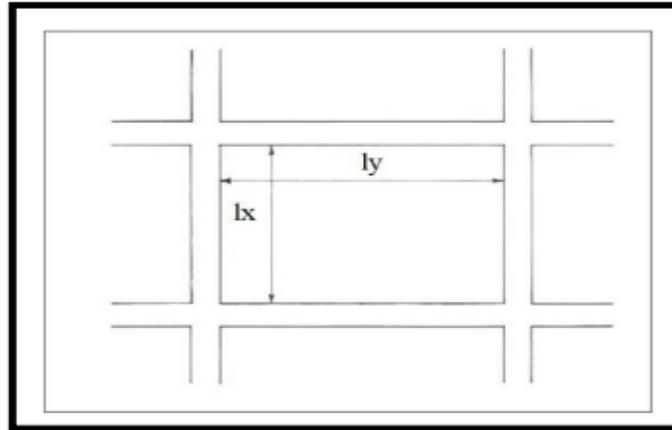
- La dalle est considérée comme un panneau reposant sur 4 cotés.
- Considérons 2 bandes :
  - Une bande suivant le sens x de longueur  $l_x$  de largeur 1 m.
  - Une bande suivant le sens y de longueur  $l_y$  de largeur 1 m.

**III.6.2. Calcul du ferrillage :**

L'épaisseur des panneaux :  $e = 16\text{ cm}$ .

Le rapport :  $\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{450}{500} = 0,9$

$0,4 < \alpha = 0,9 < 1 \rightarrow$  Donc la dalle travaille dans deux sens.



**Figure.III 7: Dimensions d'un panneau de dalle.**

**III.6.3. Diamètre des armatures :**

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle. D'après l'article A.7.2 ,2 BAEL91, (C.B.A 93) on a :

$h_d = 16\text{ cm}$ .

$\varnothing_{\max} \leq \frac{h_d}{10} = \frac{16}{10} = 1,6 \rightarrow$  Donc on prend  $\varnothing = 10\text{ mm}$ .

**a) Calcul de l'enrobage :**

La fissuration est considérée comme peu nuisible.

$$\left\{ \begin{array}{l} a = 1\text{ cm} \\ C_x = \left(a + \frac{\varnothing}{2}\right) \rightarrow C_x = \left(10 + \frac{10}{2}\right) = 15\text{ mm} \\ C_y = \left(a + \varnothing + \frac{\varnothing}{2}\right) \rightarrow C_y = \left(10 + 10 + \frac{10}{2}\right) = 25\text{ mm} \end{array} \right.$$

**b) Les hauteurs utiles :**

$d_x = h_d - c_x = 16 - 1,5 = 14,5\text{ cm}$ .

$d_y = h_d - c_y = 16 - 2,5 = 13,5\text{ cm}$ .

**III.6.4. Évaluation des charges et combinaisons fondamentales :**

$$G = 658 \text{ daN} \rightarrow \text{ELU} : 1,35 \cdot G + 1,5Q = 1638,3 \text{ daN/m}^2$$

$$Q = 500 \text{ daN} \rightarrow \text{ELS} : G + Q = 1158 \text{ daN/m}^2$$

- **Pour une bande de 1m**

$$\text{ELU} \times 1 = 1638,3 \text{ daN/ml}$$

$$\text{ELS} \times 1 = 1158 \text{ daN/ml}$$

- **Calcul des sollicitations**

$$M_x = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2 \rightarrow \text{La direction } l_x$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{La direction } l_y$$

$$\mu_x \text{ et } \mu_y = f \left\{ \rho = \frac{l_x}{l_y} ; \nu \right\}$$

- **Et Coefficient de poisson :**  $\begin{cases} \nu = 0 & \text{pour le beton fissure ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{pour le beton fissure ELS} \end{cases}$

**III.6.4. Calcul des moments fléchissant :**❖ **ELU**

$$l_x = 4,5 \text{ m} ; \quad l_y = 5 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,5}{5} = 0,9 > 0,4$$

✓ Donc la dalle travaille dans deux sens.

$$\text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7834 \end{cases}$$

$$M_x^u = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0456 \times 1638,3 \times 4,5^2 \times 10$$

$$M_x^u = 15128,06 \text{ N.m}$$

$$M_y^u = \mu_y \cdot M_x = 0,7834 \times 15128,06$$

$$M_y^u = 11851,32 \text{ N.m}$$

➤ **En travée**

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x^u = 0,75 \times 15128,06 = 11346,04 \text{ N.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y^u = 0,85 \times 11851,32 = 10073,62 \text{ N.m}$$

➤ **En appui****Appuis intermédiaires**

$$M_{aix} = -0,5 \times M_x^u = -0,5 \times 15128,06 = -7564,03 \text{ N.m}$$

$$M_{aiy} = -0,5 \times M_y^u = -0,5 \times 11851,32 = -5925,66 \text{ N.m}$$

**Appuis de rive**

$$M_{aiy} = -0,3 \times M_y^u = -0,3 \times 11851,32 = -3555,39 \text{ N.m}$$

❖ **ELS**

$$l_x = 4,5 \text{ m}; \quad l_y = 5 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4,5}{5} = 0,9 > 0,4$$

✓ Donc la dalle travaille dans deux sens.

$$\text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0,0528 \\ \mu_y = 0,8502 \end{cases}$$

$$M_x^s = \mu_x \cdot q_u \cdot l_x^2 = 0,0528 \times 1158 \times 4,5^2 \times 10$$

$$M_x^s = 12381,33 \text{ N.m}$$

$$M_y^s = \mu_y \cdot M_x = 0,8502 \times 12381,33$$

$$M_y^s = 10526,61 \text{ N.m}$$

➤ **En travée**

$$M_{tx} = 0,75 \times M_x^s = 0,75 \times 12381,33 = 9285,99 \text{ N.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_y^s = 0,85 \times 10526,61 = 8947,62 \text{ N.m}$$

➤ **En appui****Appuis intermédiaires**

$$M_{aix} = -0,5 \times M_x^s = -0,5 \times 12381,33 = -6190,66 \text{ N.m}$$

$$M_{aiy} = -0,5 \times M_y^s = -0,5 \times 10526,61 = -5263,31 \text{ N.m}$$

**Appuis de rive**

$$M_{aiy} = -0,3 \times M_y^s = -0,3 \times 10526,61 = -3157,98 \text{ N.m}$$

**Tableau.III. 8: Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.**

sens	ELU		ELS	
	Mt[N. m]	Ma[N. m]	Mt[N. m]	Ma[N. m]
X-X	11346,04	7564,03	9285,99	6190,66
Y-Y	10073,62	5925,66	8947,62	5263,31

**III.6.5 Calcul de ferrailage****a) Sens X-X :**

➤ **En travée :**

❖ **ELU**

$$M_{tx}^u = 11346,04 \text{ N.m}$$

**1) Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{b \times d_x^2 \times \sigma_b} = \frac{11346,04}{100 \times 14,5^2 \times 14,17} = 0,038 < 0,392 (\text{acier FeE400})$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(0,038)} \right)$$

$$\alpha = 0,048$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,048$$

$$\beta = 0,981$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{11346,04}{348 \times 14,5 \times 0,981}$$

$$A_{tx}^u = 2,29 \text{ cm}^2$$

**2) Condition de non fragilité**

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \text{Max} (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) \rightarrow A_t^u = 2,29 \text{ cm}^2$$

**3) Espacement maximale des armatures**

$$e \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 16; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

- **Choix des armatures :**

$$A = 6T10/ml = 4,71 \text{ cm}^2 \text{ (e = 15 cm)}$$

- ❖ **ELS**

$$M_{tx}^s = 9285,99 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans
- Acier FeE400
- Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^s} = \frac{11346,04}{9285,99} = 1,22$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,22 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,36 > 0,048$$

Donc le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS

- **En appui :**

- ❖ **ELU**

$$M_{ax}^u = 7564,03$$

- 1) **Vérification de l'existence des armatures comprimées**

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{b \times d_x^2 \times \sigma_b} = \frac{7564,03}{100 \times 14,5^2 \times 14,17} = 0,025 < 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(0,025)} \right)$$

$$\alpha = 0,032$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,032$$

$$\beta = 0,987$$

$$A_{tx}^u = \frac{M_{ax}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7564,03}{348 \times 14,5 \times 0,987}$$

$$A_{tx}^u = 1,52 \text{ cm}^2$$

- 2) **Condition de non fragilité**

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \text{Max}(A_{\text{cal}}; A_{\text{min}}) \rightarrow A_t^u = 1,52 \text{ cm}^2$$

### 3) Espacement maximale des armatures

$$e \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 16; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

- **Choix des armatures :**

$$A = 6T10 = 4,71 \text{ cm}^2 (e = 15 \text{ cm})$$

#### ❖ ELS

$$M_{\text{tx}}^s = 6190,66 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans
- Acier FeE400
- Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_{\text{ax}}^u}{M_{\text{ax}}^s} = \frac{7564,03}{6190,66} = 1,22$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,22 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,36 > 0,032$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS

### b) Sens-Y-Y :

➤ **En travée :**

#### ❖ ELU

$$M_{\text{ty}}^u = 10073,62 \text{ N.m}$$

### 1) Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{\text{ty}}^u}{b \times d_y^2 \times \sigma_b} = \frac{10073,62}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,039 < 0,392 (\text{acier FeE400})$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(0,034)} \right)$$

$$\alpha = 0,050$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,050$$

$$\beta = 0,980$$

$$A_{\text{ty}}^u = \frac{M_{\text{ty}}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{10073,62}{348 \times 13,5 \times 0,980}$$

$$A_{ty}^u = 2,19 \text{ cm}^2$$

### 2) Condition de non fragilité

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A_t^u = \text{Max}(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \rightarrow A_t^u = 2,19 \text{ cm}^2$$

### 3) Espacement maximale des armatures

$$e \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 16; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

### 4) Choix des armatures :

$$A = 6T10 = 4,71 \text{ cm}^2 (e = 15 \text{ cm})$$

### ❖ ELS

$$M_{ty}^s = 6190,66 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans
- Acier FeE400
- Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^s} = \frac{10073,62}{8947,62} = 1,13$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,13 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,315 > 0,050$$

Donc le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS.

### ➤ En appui :

### ❖ ELU

$$M_{ay}^u = 5925,66 \text{ N.m}$$

### 1) Vérification de l'existence des armatures comprimées

$$\mu = \frac{M_{ay}^u}{b \times d_y^2 \times \sigma_b} = \frac{5925,66}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,023 < 0,392 (\text{acier FeE400})$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(0,020)} \right)$$

$$\alpha = 0,029$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,029$$

$$\beta = 0,988$$

$$A_{ay}^u = \frac{M_{ax}^u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{5925,66}{348 \times 13,5 \times 0,988}$$

$$A_{ay}^u = 1,28 \text{ cm}^2$$

### 2) Condition de non fragilité

Dalle qui porte suivant deux sens (barres à haute adhérence de classe FeE400)

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 16 = 1,28 \text{ cm}^2$$

$$A_{ay}^u = \text{Max}(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \rightarrow A_{ay}^u = 1,28 \text{ cm}^2$$

### 3) Espacement maximale des armatures

$$e \leq \min(3h_d; 33 \text{ cm}) = \min(3 \times 16; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

### 4) Choix des armatures :

$$A = 6T10 = 4,71 \text{ cm}^2 \text{ (e = 15 cm)}$$

### ❖ ELS

$$M_{ay}^s = 5263,31 \text{ N.m}$$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans
- Acier FeE400
- Fissuration peu nuisible

$$\gamma = \frac{M_{ay}^u}{M_{ay}^s} = \frac{5925,66}{5263,31} = 1,13$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,13 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,315 > 0,029$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS

## III.6.6. Vérification

### III.6.6.1. Vérification des contraintes de cisaillement

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d}$$

$$T_{\max} = \text{Max}(T_x^u; T_y^u)$$

$$T_x^u = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 \times l_x^4} = \frac{1638,3 \times 4,50}{2} \times \frac{5^4}{5^4 \times 4,5^4}$$

$$T_x^u = 8,98 \text{ daN.}$$

$$T_y^u = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 \times l_x^4} = \frac{1638,3 \times 5}{2} \times \frac{5^4}{5^4 \times 4,5^4}$$

$$T_y^u = 9,98 \text{ daN.}$$

$$T_{\max} = \text{Max}(T_x^u; T_y^u) = \text{Max}(8,98; 9,98)$$

$$T_{\max} = 9,98 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{9,98 \times 10^{-3}}{1 \times 0,145} = 0,07 \text{ MPa} < \tau_a = 1 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas de reprise de bétonnage. Les armatures transversales ne seront pas nécessaires.

### III.6.6.2 Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{16}{500} = 0,032 < \frac{1}{16} = 0,06 \rightarrow \text{Condition non vérifiée} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_{tx}}{20 \times M_x} \rightarrow \frac{9285,99}{20 \times 12381,33} = 0,037 > 0,032 \rightarrow \text{Condition non vérifiée} \end{array} \right.$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées ; donc, le calcul de la flèche est nécessaire et pour ça on doit vérifier si :

$$\Delta_{ft} = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta_{ft} = \frac{L}{500}$$

$j = G - \text{poids des murs } 1 \text{ m}$

$$j = 658 - 100 = 558 \text{ daN/m}$$

$$G = g \times 1 \text{ m} = 658 \text{ daN/ml}$$

$$p = G + Q = 658 + 500 = 1158 \text{ daN/m}^2 \times 1 \text{ m} = \text{daN/ml}$$

#### ❖ Calcul des moments fléchissant

$$M_g = 0,75 \times \mu_x \times G \times l_x^2 = 0,75 \times 0,0528 \times 658 \times 4,5^2$$

$$M_g = 527,65 \text{ daN. m}$$

$$M_j = 0,75 \times \mu_x \times j \times l_x^2 = 0,75 \times 0,0528 \times 558 \times 4,5^2$$

$$M_j = 447,46 \text{ daN. m}$$

$$M_p = 0,75 \times \mu_x \times P \times l_x^2 = 0,75 \times 0,0528 \times 1158 \times 4,5^2$$

$$M_p = 928,60 \text{ daN. m}$$

❖ **Module de déformation longitudinale**

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10818,87 \text{ MPa}$$

❖ **Calcul du moment d'inertie  $I_0$  :**

$$V_1 = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i}$$

$$V_1 = \frac{(100 \times 16 \times 8) + (15 \times 4,71 \times 14,5)}{(100 \times 16) + (4,71 \times 15)} = 8,27 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 16 - 8,27 = 7,73 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \times V_1^3}{3} + \frac{b \times V_2^3}{3} + \eta \times A_s \times (V_2 - C)^2$$

$$I_0 = \frac{100 \times 8,27^3}{3} + \frac{100 \times 7,73^3}{3} + 15 \times 4,71 \times (7,73 - 2)^2$$

$$I_0 = 36569,58 \text{ cm}^4$$

❖ **Pourcentage des armatures**

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{4,71}{100 \times 14,5} = 0,003248$$

$$\rho_1 = \rho \times 100 = 0,324$$

❖ **Calcul des contraintes d'acier suivant les sollicitations**

$$\sigma_{sg} = \frac{M_g}{A \times \beta \times d} = \frac{5276,5}{4,71 \times 0,911 \times 14,5} = 84,8 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{M_p}{A \times \beta \times d} = \frac{9286}{4,71 \times 0,911 \times 14,5} = 149,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{M_j}{A \times \beta \times d} = \frac{4474,6}{4,71 \times 0,911 \times 14,5} = 71,46 \text{ MPa}$$

❖ **Calcul de  $\mu_g$ ;  $\mu_j$  et  $\mu_p$** 

$$\mu_g = 1 - \left[ \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,003248 \times 84,8 + 2,1} \right]$$

$$\mu_g = -0,14$$

$$\mu_p = 1 - \left[ \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,003248 \times 149,25 + 2,1} \right]$$

$$\mu_p = 0,09$$

$$\mu_j = 1 - \left[ \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} \right] = 1 - \left[ \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,003248 \times 71,46 + 2,1} \right]$$

$$\mu_j = -0,21$$

❖ **Calcul des moments d'inertie fictifs**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{c28}}{\left(2 + \frac{3 \cdot b}{b}\right) \times \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + \frac{3 \times 100}{100}\right) \times 0,003248}$$

$$\lambda_i = 6,47$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times \lambda_i = \frac{2}{5} \times 6,47 = 2,59$$

▪ **Pour la charge (g)**

$$I_{fg}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 36569,58}{1 + 6,47 \times 0,14}$$

$$I_{fg}^i = 21107,43 \text{ cm}^4$$

$$I_{fg}^v = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1,1 \times 36569,58}{1 + 2,59 \times 0,14}$$

$$I_{fg}^v = 29521,90 \text{ cm}^4$$

▪ **Pour la charge (j)**

$$I_{fj}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1,1 \times 36569,58}{1 + 6,47 \times 0,21}$$

$$I_{fj}^i = 17054,54 \text{ cm}^4$$

▪ **Pour la charge (p)**

$$I_{fp}^i = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1,1 \times 36569,58}{1 + 6,47 \times 0,09}$$

$$I_{fp}^i = 25422,83 \text{ cm}^4$$

## ❖ Calcul des flèches partielles

$$f_g^i = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fg}^i} = \frac{5276,5 \times 450^2}{10 \times 32164,20 \times 21107,43} = 0,16$$

$$f_g^v = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fg}^v} = \frac{5276,5 \times 450^2}{10 \times 10818,87 \times 29521,90} = 0,33$$

$$f_j^i = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fj}^i} = \frac{4474,6 \times 450^2}{10 \times 32164,20 \times 17054,54} = 0,17$$

$$f_p^i = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fp}^i} = \frac{9286 \times 450^2}{10 \times 32164,20 \times 25422,83} = 0,23$$

$$\Delta_{ft} = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) \leq \Delta_{ft} = \frac{L}{500}$$

$$\Delta_{ft} = (0,33 - 0,17) + (0,23 - 0,16) \leq \Delta_{ft} = \frac{450}{500}$$

$$\Delta_{ft} = 0,23 < \Delta_{ft} = 0,9 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifiée}$$

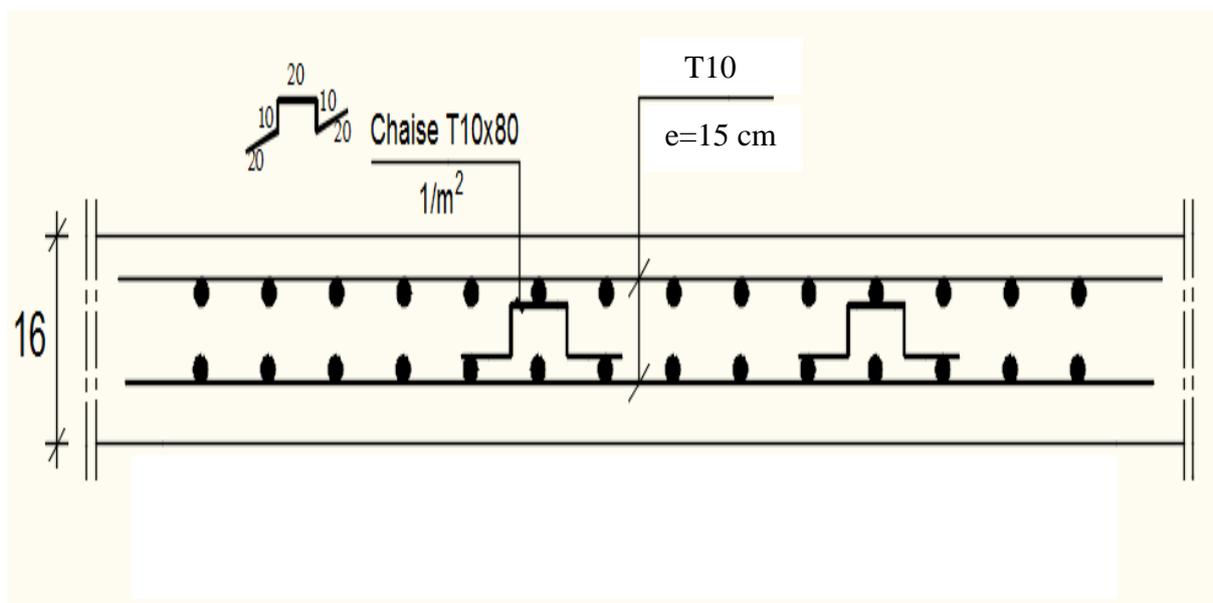


Figure.III 8: Ferrailage de la dalle pleine.

**Chapitre IV :**  
**Etude les éléments non**  
**structuraux**

## CHAPITRE IV ETUDE LES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

### IV.1. Etude de l'acrotère :

#### IV.1.1. Définition :

L'acrotère est un élément en béton armé encastré au niveau de la périphérie d'un plancher terrasse non-accessible. Il a pour rôle d'empêcher le ruissèlement des eaux pluviales sur la façade et forme une paroi contre toute chute de l'ouvrier. Il est soumis à un effort  $G$  dû à son poids propre et à un effort horizontal  $Q$  dû à l'action de la main courante qui engendre un moment de renversement  $M$  au niveau de l'encastrement. Le calcul se fait en flexion composée pour une bande de longueur unité (1m).

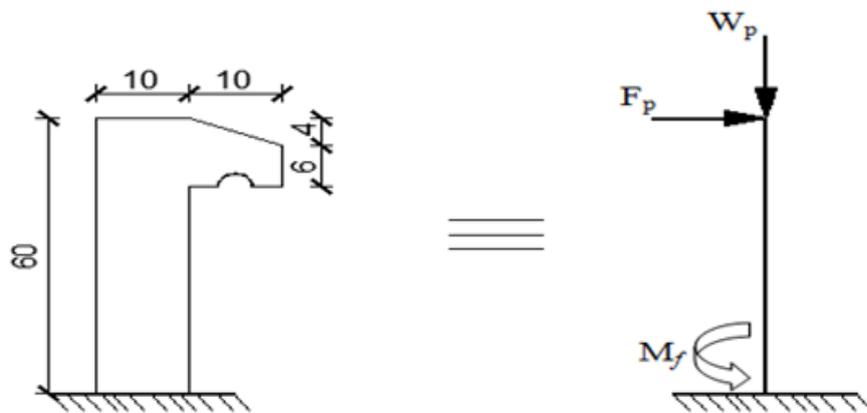


Figure.IV 1: les dimensions d'acrotère.

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  $F_p$ ).

#### IV.1.2. Le poids propre $W_p$ :

$$\text{Surface : } S = (0,6 \times 0,1) + (0,06 \times 0,1) + \left(\frac{0,04 \times 0,1}{2}\right) = 0,068 \text{ m}^2.$$

$$W_p = \rho \times S = 25 \times 0,068 = 1,7$$

$$W_p = 1,7 \text{ KN.}$$

#### IV.1.3. La force horizontale $F_P$ :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

$A$  : Coefficient d'accélération de la zone ;  $A = 0,15$

$C_p$ : Facteur de force horizontale ;  $C_p = 0,8$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 1,7$$

$$F_p = 0,816 \text{ KN}$$

**ELU :**

$$\begin{cases} N_u = 1,35 \times W_p \\ M_u = 1,5 \times F_p \times L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 1,35 \times 1,70 = 2,295 \text{ KN} \\ M_u = 1,5 \times 0,816 \times 0,6 = 0,7344 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_u = 2295 \text{ N} \\ M_u = 734,4 \text{ N.m} \end{cases}$$

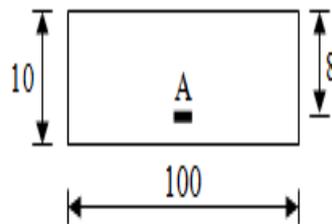
**ELS :**

$$\begin{cases} N_{ser} = W_p \\ M_{ser} = F_p \times L \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 1,70 \text{ KN} \\ M_{ser} = 0,816 \times 0,6 = 0,4896 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} N_{ser} = 1700 \text{ N} \\ M_{ser} = 489,6 \text{ N.m} \end{cases}$$

#### IV.1.4. Détermination de la section d'armature :

Pour une bande de 1m de largeur ; la section de calcul est  $(100 \times 10) \text{ cm}^2$ .

##### IV.1.4.1. Position de point d'application de l'effort normal N :



**Figure.IV 2: section de calcul.**

**Calcul de l'excentricité :**

❖ **Etat limite ultime :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{734,4}{2295} = 0,32 \text{ m}$$

$$e_0 = 0,32 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = \frac{0,1}{2} - 0,02 = 0,03 \text{ m}$$

L'effort normal de compression N est appliqué à l'extérieur de la section, donc la section est partiellement comprimée (S.P.C).

La section sera étudiée en flexion simple avec  $M_f$  moment fictif par rapport aux armatures tendues.

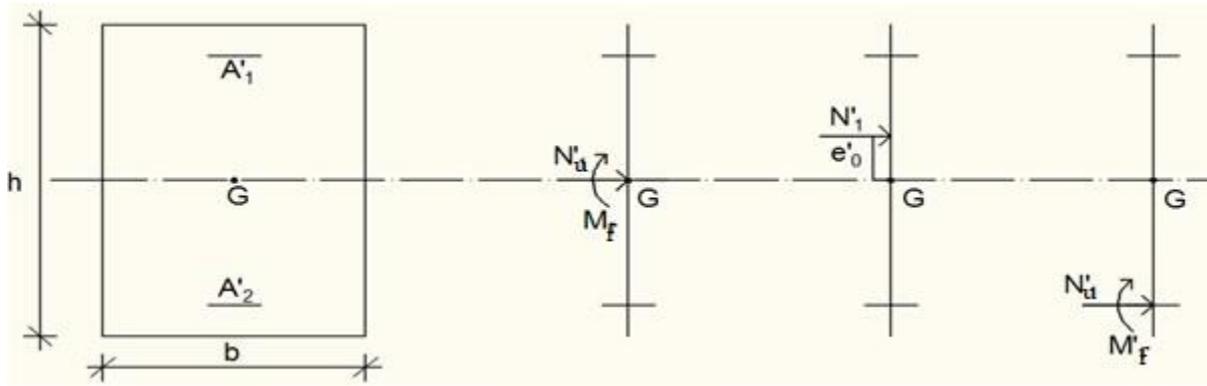


Figure.IV 3: Position du point d'application de l'effort normal Nu

$$M_f = N_u \times e = N_u \times \left( e_0 + \frac{h}{2} - c \right)$$

$$M_f = 2,295 \times \left( 0,32 + \frac{0,1}{2} - 0,02 \right)$$

$$M_f = 0,803 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

#### IV.1.4.2. Vérification de l'existence des armatures comprimées :

##### ❖ Etat limite ultime (ELU) :

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$d = h - c = h - \frac{h}{10}$$

$$d = 10 - \frac{10}{10} = 9 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{0,803 \times 10^3}{14,17 \times 100 \times 9^2} = 0,0069$$

$$\mu = 0,0069 < \mu_1 = 0,392 \rightarrow \text{N'existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,0087$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,0087$$

$$\beta = 0,996$$

❖ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_f}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{0,803 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 9} = 0,257 \text{ cm}^2$$

On revient à la sollicitation réelle (flexion composée)

$$A_t = A_1 - \frac{N_u}{100 \times \sigma_s} = 0,257 - \frac{2295}{100 \times 348} = 0,19 \text{ cm}^2$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 9 \times \frac{2,1}{400} = 1,086 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :  $A_s = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 1,086 \text{ cm}^2$

❖ **Choix des armatures :**

$$5T10 \Rightarrow A = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **L'espacement des armatures : e = 20 cm**❖ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4} = 0,982 \text{ cm}^2$$

• **Choix des armatures :**

$$4T8 \Rightarrow A = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• **L'espacement des armatures : e = 25 cm**❖ **Etat limite service (ELS) :**

$$M_s = 489,6 \text{ N.m}$$

$$N_{\text{ser}} = W_p = 1700 \text{ N.m}$$

$$e_a = \frac{M_s}{N_s} + \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$e_a = \frac{489,6}{1700} + 0,09 - \left( \frac{0,10}{2} \right) = 0,248 \text{ m}$$

$$e_a = 0,248 \text{ m} > \frac{h}{6} = 0,016 \text{ m}$$

Le point d'application de l'effort normal de compression  $N_{ser}$  se trouve en dehors de la section  
 $\Rightarrow$  la section est partiellement comprimée (S.P.C).

**IV.1.4.3. Vérification au cisaillement (ART : 5.1.21. BAEL91 ; CBA93)**

Nous avons une fissuration préjudiciable d'où.

Effort tranchant :  $T = F_p \times 1 = 0,816 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} < \bar{\tau} \quad \text{avec } \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15f_{c28}}{1,5}; 4\text{MPa}\right) = \min(0,1 \times 25; 4) = 2,5\text{MPa}.$$

Tel que :  $T_u^{\max} = 0,816 \text{ KN}$

$$\checkmark \quad \tau_u = \frac{0,816 \times 10^{-3}}{100 \times 90} = 0,09 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \quad \tau_u = 0,09 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

La condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

**IV.1.4.4. Vérification de l'adhérence des barres (ARTA.6.1.3-BAEL91, CBA93)**

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \times \sum_{i=1}^n U_i} < \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

**Avec :**

$\psi_s$  : Coefficient de scellement  $\rightarrow 1,5$  pour FeE400.

$\sum_{i=1}^n U_i = n\pi\phi$  : Somme du périmètre utile des barres n nombre des barres.

$\phi$  : Diamètre des barres ( $\phi = 10 \text{ mm}$ )

$$\sum_{i=1}^n U_i = 4 \times 3,14 \times 1 = 12,56 \text{ cm}^2$$

$$\checkmark \quad \tau_{se} = \frac{0,816 \times 10^3}{0,9 \times 90 \times 125,6} = 0,08 \text{ MPa}$$

$$\checkmark \quad \tau_{se} = 0,08 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3,15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

La condition est vérifiée donc pas de risque d'entraînement des barres.

**Longueur de scellement droit (ART A.1.2.2-BAEL 91, CBA93)**

$$\checkmark \quad L_s = 40\phi \rightarrow \text{pour FeE400}$$

$$\checkmark \quad L_s = 50\phi \rightarrow \text{pour FeE500 et les ronds lisses.}$$

Dans notre cas : FeE400 :  $L_s = 40 \times 1 = 40 \text{ cm}$



✓  $\overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} > \sigma_{bc} = 0,04 \text{ MPa} \dots\dots\dots$  Vérifiée

**IV.1.4.5.3. Vérification de l'écartement des barres**

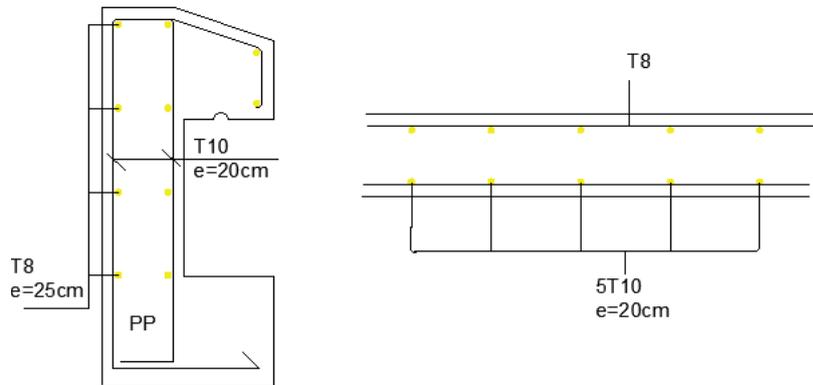
$$s_t \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = \min(30 \text{ cm}; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 25 \text{ cm} < 30 \text{ cm} \dots\dots\dots$  Vérifiée

✓ Armature de répartition

$$S_t \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = \min(40 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

On prend  $s_t = 15 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \dots\dots\dots$  Vérifiée

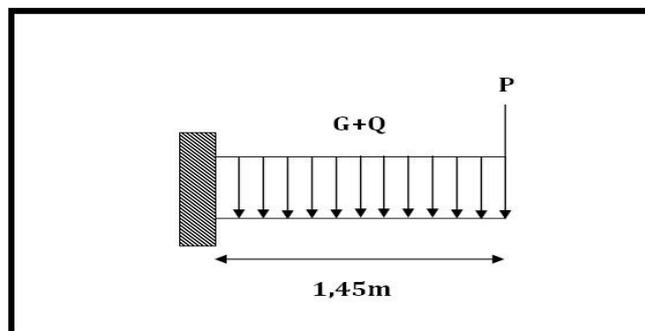


**Figure.IV 4: schémas de ferrailage d'acrotère.**

**IV.2. Étude des balcons :**

**IV.2.1. Définition :**

Les balcons sont considérés comme étant encastrés 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.IV 5: Schéma statique du balcon**

Le calcul de ce type de balcon se fait à la flexion simple en considérant une bande de 1m, et de longueur à 1,45 m.

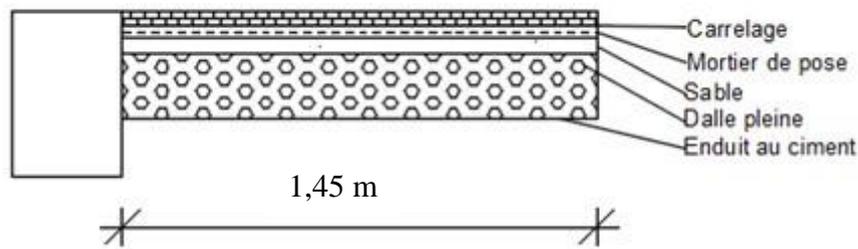


Figure.IV 6: Coupe sur balcon.

- **Epaisseur du balcon :**

$$e_p = \frac{L}{10} = \frac{145}{10} \Rightarrow e_p = 14,5 \text{ cm}$$

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

#### IV.2.2. Détermination des charges et surcharges

- **Charge concentrée :**

La charge concentrée du garde-corps :

$$\Sigma P = P_{\text{enduit}} + P_{\text{brique}}$$

$$P_{\text{enduit}} = 2 \times e_p \times \gamma \times h = 2 \times 0,01 \times 18 \times 1,2 = 0,432 \text{ KN.}$$

$$P_{\text{brique}} = e_p \times \gamma \times h = 0,1 \times 9 \times 1,2 = 1,08 \text{ KN.}$$

$$P = 1,51 \text{ KN.}$$

- **Charge permanente :**

$$G = 5,6 \text{ KN/m}^2$$

- **Surcharge exploitation :**

$$G = 3,5 \text{ KN/m}^2$$

#### IV.2.3. Calcul à l'état limite ultime (E.L.U) :

- **Combinaison de charges :**

$$Q_u = (1,35G + 1,5Q) \times l$$

$$Q_u = ((1,35 \times 5,6 + 1,5 \times 3,5) \times 1,45) \times 1 = 18,57 \text{ KN/ml}$$

$$p_u = 1,35 \times 1,51 = 2,04 \text{ KN.}$$

➤ **Le moment des charges et surcharges :**

❖ **Etat limite ultime (E.L.U)**

$$M_u = \frac{-q_u \times l^2}{2} - p_u \times l = \frac{-18570 \times 1,45^2}{2} - 2040 \times 1,45$$

$$M_u = -2,2479 \times 10^4 \text{ N.m}$$

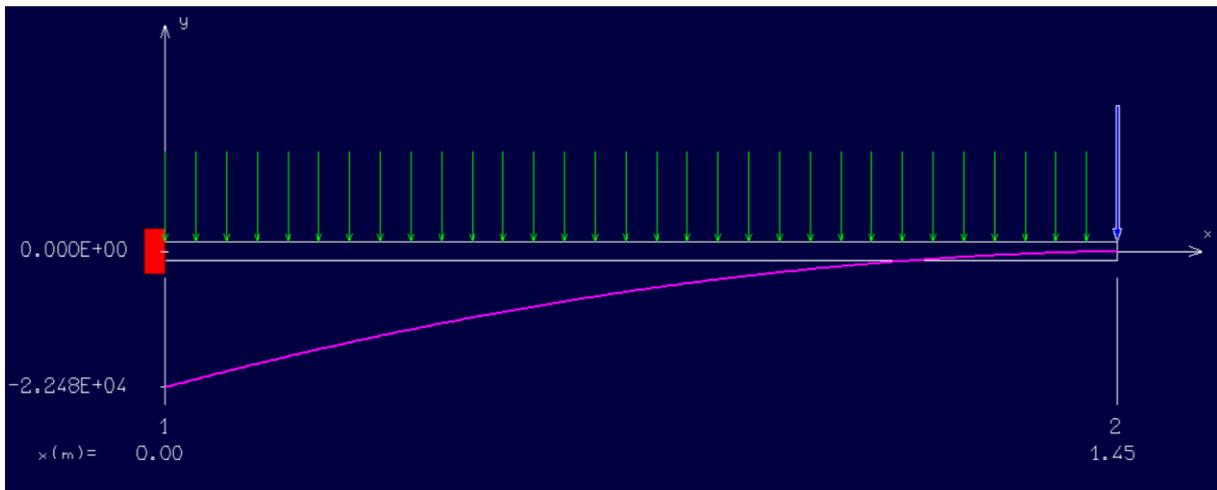


Figure.IV 7: Diagramme des moments à l'état limite ultime.

➤ **L'effort tranchant :**

$$T_u = -Q_u \times l - p_u = -18570 \times 1,45 - 2040 = -2,8966 \times 10^4 \text{ N}$$

**Efforts tranchant :**

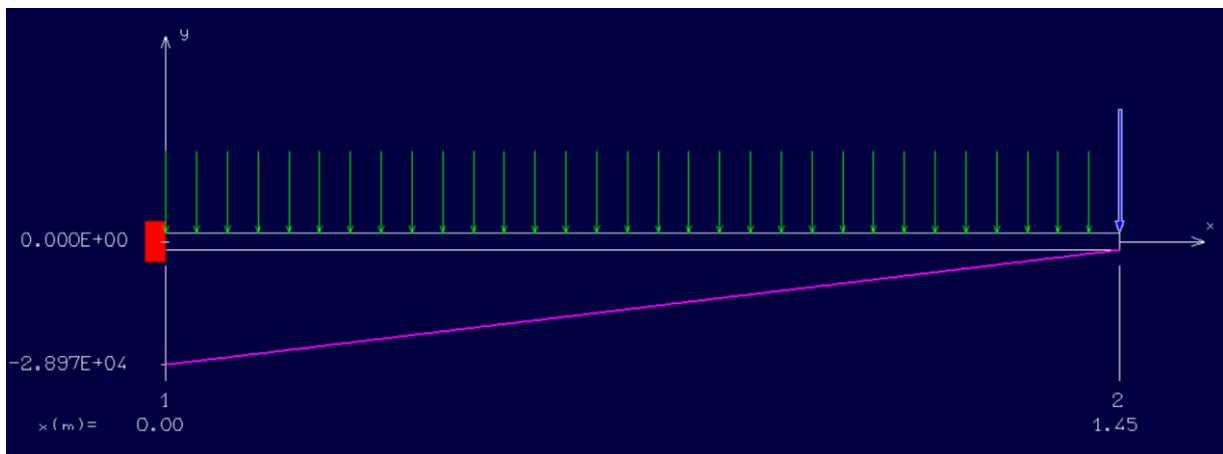


Figure.IV 8: Diagramme de efforts tranchants

❖ Etat limite service (E.L.S)

$$Q_s = (G + Q) \times l$$

$$Q_s = (5,6 + 3,5) \times 1,45 = 13,195 \text{ KN/ml}$$

$$M_s = \frac{-q_s \times l^2}{2} - p_s \times l = \frac{-13195 \times 1,45^2}{2} - 1510 \times 1,45 = -1,6 \times 10^4 \text{ N.m}$$

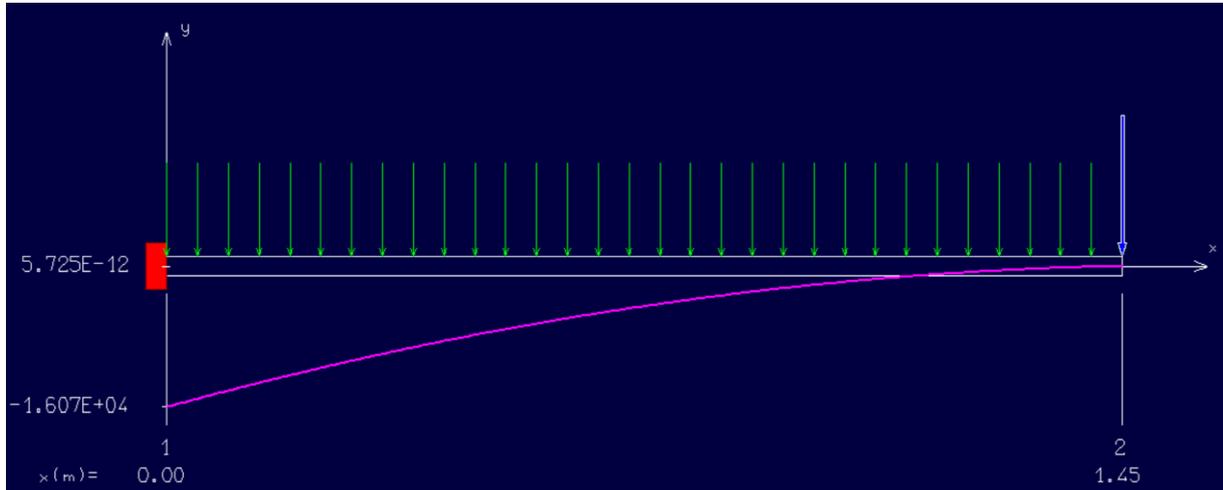


Figure.IV 9: Diagramme des moments à l'état limite service

➤ L'effort tranchant :

$$T_u = -Q_u \times l - P_u = -16070 \times 1,45 - 1510 = -2,4798 \times 10^4 \text{ N}$$

Efforts tranchant :

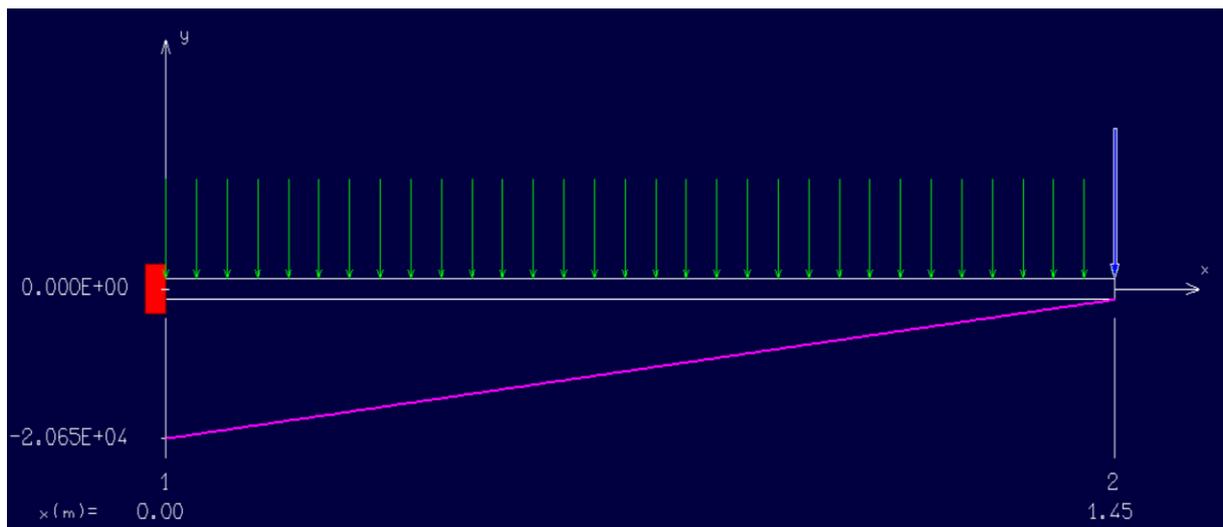


Figure.IV 10: Diagramme de efforts tranchant

## IV.2.4. Détermination du ferrailage :

❖ Etat limite ultime (E.L.U) :

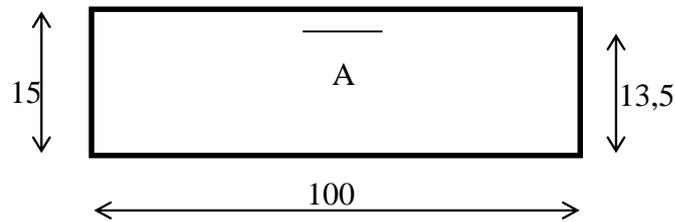


Figure.IV 11: Section de calcul.

## Calcul de l'enrobage

$$\emptyset \leq \frac{h_d}{10} = \frac{15}{10} = 1,5 \text{ cm}$$

On prendra  $\rightarrow \emptyset = 10 \text{ mm}$ 

$$c = a + \frac{\emptyset}{2} = 10 + 5 = 15 \text{ mm}$$

$$d = h_d - c = 15 - 1,5 = 13,5 \text{ cm}$$

## • Calcul du moment réduit :

$$\sigma_b = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{2,24 \times 10^4}{14,17 \times 100 \times 13,5^2} = 0,086$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_1} = 0,668$$

$$1000\varepsilon_1 = \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} = \frac{400}{200 \times 1,15} = 1,73$$

$$u_1 = 0,8 \times \alpha(1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$u_1 = 0,392$$

$$\mu = 0,008 < \mu_1 = 0,392 \quad \text{Alors } A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

## • Détermination des armatures :

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,086)} \right) = 0,113$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 1 - 0,4 \times 0,113 = 0,954$$

$$A = \frac{2,24 \times 10^4}{348 \times 0,954 \times 13,5} = 4,99 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,0006 \times b \times h = 0,9 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

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

- **Espacement :**

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

- ❖ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$M_t = 1,6 \times 10^4 \text{ KN.m}$$

$$\left( \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{section rectangulaire et } A' \neq \emptyset \\ \text{acier FeE400} \end{array} \right) \Rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{2,24 \times 10^4}{1,6 \times 10^4} = 1,4$$

$$\alpha < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,4 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

#### IV.2.4.1 Conclusion

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Aucune vérification pour } \sigma_s \\ \text{(Fissuration préjudiciable)} \end{array} \right\} \rightarrow \text{Les armatures calculées à ELU seront maintenues}$$

- **Les armatures de répartition :**

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

- **Choix des armatures :**

$$5T10 \rightarrow A_r = 3,93 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :**

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

- **Calcul des armatures transversales :**

$$T_u^{\max} = 1,35G + 1,5Q \times L + 1,35P \times 1$$

$$T_u^{\max} = (1,35 \times 5,6 + 1,5 \times 3,5) \times 1,45 + 1,35 \times 1,51 \times 1$$

$$T_u^{\max} = 20,611 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{20611}{100 \times 100 \times 13,5} = 0,152 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 0,05 \times 25 = 1,25 \text{ MPa}$$

#### IV.2.4.2. Conclusion

$\tau_u = 0,152 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \rightarrow$  Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

#### IV.2.4.3. Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{20} \rightarrow \frac{15}{145} = 0,103 > 0,05 \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{5,65}{100 \times 13,5} = 0,0041 < \frac{2}{f_e} = 0,005 \Rightarrow (\text{Condition vérifiée}).$$

#### IV.2.5. Conclusion

Les deux (02) conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

#### IV.2.6. Schéma de ferrailage

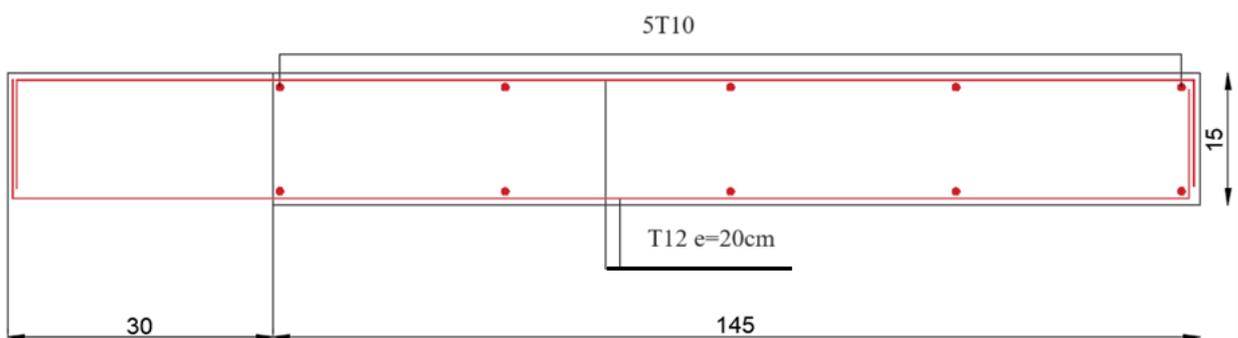


Figure.IV 12: Schéma du ferrailage de balcon

**IV.3. Etude des escaliers :**

**IV.3.1. Détermination des efforts :**

- **Les sollicitations de calcul :**
  - Paillasse :  $G=7,51 \text{ KN/m}^2$     $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$
  - Le palier :  $G=4,41 \text{ KN/m}^2$     $Q=2,5 \text{ KN/m}^2$
- **Combinaison des charges**

❖ **ELU :**

- Paillasse :  $1,35G+1,5Q= 13,88 \text{ KN/m}^2$
- Le palier :  $1,35G+1,5Q= 9,70 \text{ KN/m}^2$

❖ **ELS :**

- Paillasse :  $G+Q= 13,88 \text{ KN/m}^2$
- Le palier :  $G+Q= 9,70 \text{ KN/m}^2$

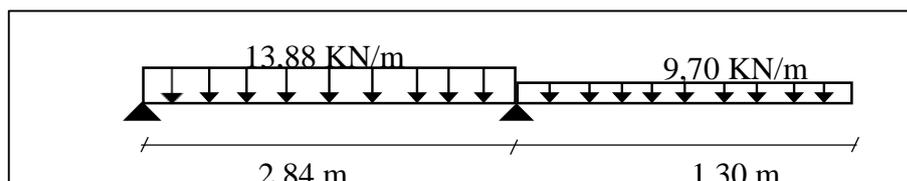
**Sollicitation de calcul :**

**Tableau.IV.1: Sollicitation de calcul**

	Les charges (KN/m <sup>2</sup> )	ELU(KN/m <sup>2</sup> )	ELS(KN/m <sup>2</sup> )
Paillasse	G=7,51	13,88	10,01
	Q=2,5		
Palier	G=4,41	9,70	6,91
	Q=2,5		

**Schéma statique**

❖ **ELU :**



**Figure.IV 13: schéma statique d'escalier ELU**



Figure.IV 14: Diagramme du moment à ELU.



Figure.IV 15: Diagramme des efforts tranchants à ELU.



Figure.IV 16: Diagramme des moments à ELS

On a utilisé le logiciel RDM6 pour déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants les résultats sont consignés ci-dessous :

❖ **ELU :**

$$M_A = -0,2. M_{\max} = -0,2 \times 8,196 \times 10^3 = -1639,2 \text{ N. m}$$

$$M_t = 0,8. M_{\max} = 0,8 \times 1,019 \times 10^4 = 8152 \text{ N. m}$$

❖ **ELS :**

$$M_A = -0,2. M_{\max} = -0,2 \times 5,839 \times 10^3 = -1167,8 \text{ N. m}$$

$$M_t = 0,8. M_{\max} = 0,8 \times 7,384 \times 10^3 = 5907,2 \text{ N. m}$$

**Tableau.IV. 2: Les moments et effort tranchant.**

Cas	$M_t(\text{N. m})$	$M_a(\text{N. m})$	$T(\text{N})$
ELU	$8,152 \times 10^3$	$8,196 \times 10^3$	$2,03 \times 10^4$
ELS	$5,907 \times 10^3$	$5,839 \times 10^3$	

### IV.3.2. Détermination du ferrailage

- **En travée :**  $M_u = 8152 \text{ N. m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{8152}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,032 < 0,392(\text{acierFeE400})$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(0,032)} \right)$$

$$\alpha = 0,04$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,04$$

$$\beta = 0,984$$

$$d = h - c = h - \frac{h}{10} = 15 - \frac{15}{10}$$

$$d = 13,5 \text{ cm}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8152}{348 \times 13,5 \times 0,984}$$

$$A = 1,76 \text{ cm}^2.$$

- **Choix des armatures :**

$$A = 6T10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :**

$$e = \frac{100}{6} = 15 \text{ cm}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,17 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$A = 6T10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :**

$$e = \frac{100}{6} = 15 \text{ cm}$$

- **En appui :**  $M_a = 8196 \text{ N.m}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{8196}{100 \times 13,5^2 \times 14,17} = 0,032 < 0,392(\text{acierFeE400})$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(0,032)} \right)$$

$$\alpha = 0,041$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,08$$

$$\beta = 0,984$$

$$d = h - c = h - \frac{h}{10} = 15 - \frac{15}{10}$$

$$d = 13,5 \text{ cm.}$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{8196}{348 \times 13,5 \times 0,984}$$

$$A = 1,77 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$A = 6T10 = 4,71 \text{ cm}^2$$

- **Espacement :**

$$e = \frac{100}{6} = 15 \text{ cm}$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,71}{4} = 1,17 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$A = 6T10 = 4,71 \text{ cm}^2.$$

- **Espacement :**

$$e = \frac{100}{6} = 15 \text{ cm.}$$

- **Vérification de la condition non fragilité**

- **En travée :**

$$A_u = 4,71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4,71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

- **En appui :**

$$A_u = 4,71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4,71 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2$$

→ La condition est vérifiée

### IV.3.3. Vérification :

#### IV.3.3.1 Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91Art6.1.3)

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0,9d \sum_{i=1}^n U_i} \leq \bar{\tau} = f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

□ : 1,5 pour H. A

$$V_{\max} = 2,260 \times 10^4 \text{ N}$$

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3,14 \times 1 = 15,7 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{2,260 \times 10^4}{0,9 \times 135 \times 157} = 1,18 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,18 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### IV.3.3.2 Vérification des efforts tranchants (BAEL91.Art5.1.2)

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

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

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \times d} = \frac{2,260 \times 10^4}{135 \times 1000} = 0,17 < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,17 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### IV. 3.3.3 Vérification des contraintes ELS

❖ **En travée :**

$$M_s = 5,907 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{8,152}{5,907} = 1,38$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > 0,04$$

**Donc :** le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS

➤ **En appui :**

$$M_s = 5,839 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{8,196}{5,839} = 1,40$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,40 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45 > 0,041$$

Donc : le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS

#### IV. 3.3.4 Schéma de ferrailage :

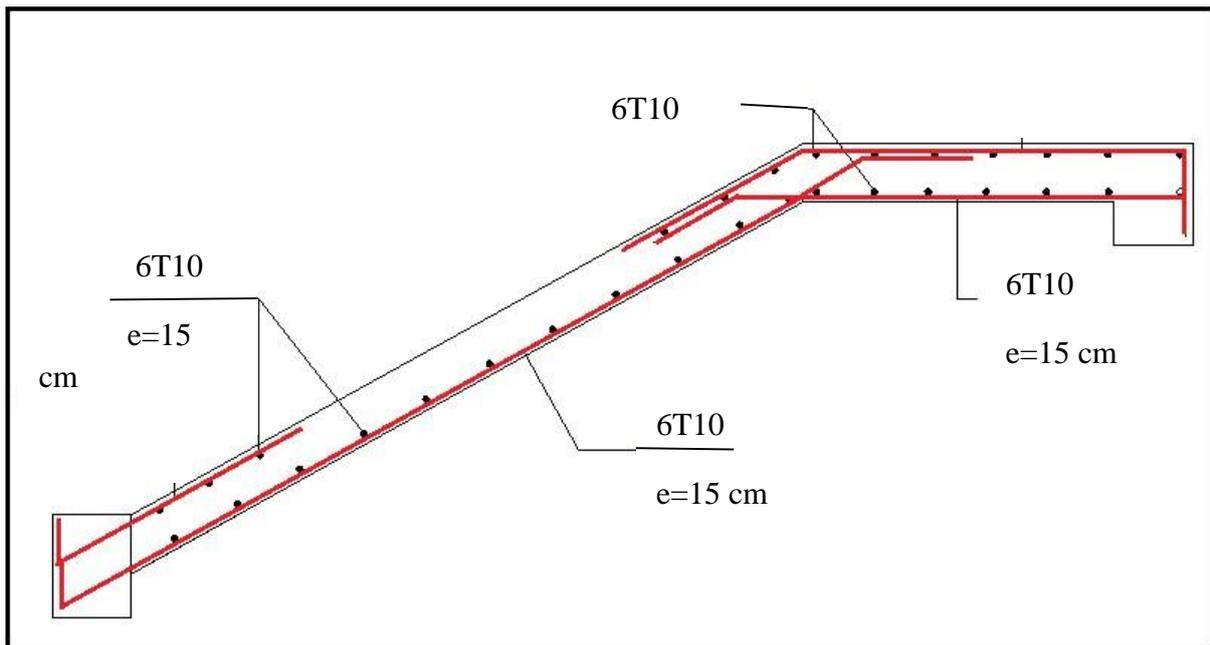


Figure.IV 17 Schéma de ferrailage

#### IV.3.4. Étude de la poutre palière :

##### IV.3.4.1. Pré dimensionnement

$$L = 4 \text{ m}$$

- **La hauteur de la poutre palière**

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10} \rightarrow 26,66 \leq h \leq 40$$

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

- **La largeur de la poutre palière**

$$0,4 h \leq b \leq 0,8 h \rightarrow 0,4 \times 40 \leq b \leq 0,8 \times 40 \rightarrow 16 \leq b \leq 32$$

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

- **Vérification selon RPA :**

$$h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

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

$$\frac{h}{b} = 1,33 > \frac{1}{4} \quad \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

La section de la poutre palière est de dimension :  $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

#### IV.3.4.2. Calcul des sollicitations

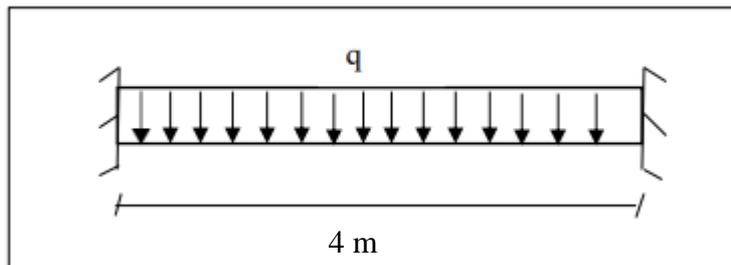


Figure.IV 18: schéma statique de la poutre palière

- **Calcul du poids propre (g) de la poutre palière**

$$g = \gamma_b \times b \times h = 25 \times 0,3 \times 0,4 = 3 \text{ KN/ml}$$

- **Charge permanente du palier de repos**

$$G = 441 \text{ Kg/m}^2$$

- **Surcharge d'exploitation**

$$Q = 250 \text{ Kg/m}^2$$

**Les réactions du palier :**

$$\begin{cases} R_{BU} = 52,03 \\ R_{Bser} = 37,41 \end{cases}$$

- ❖ **ELU**

$$q_u = 1,35 \times G + R_{BU}/l$$

- ❖ **ELS**

$$q_{ser} = G + R_{BU}/l$$

## IV.3.4.3. Calcul des moments

## ❖ ELU

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{17,01 \times 4^2}{8} = 35,02 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui : } -0,2M_u = -6,804 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } 0,8M_u = 27,216 \text{ KN.m}$$

## ❖ ELS

$$M_{ser} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{12,35 \times 4^2}{8} = 24,7 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui : } -0,2M_s = -4,94 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } 0,8M_s = 19,76 \text{ KN.m}$$

## IV.3.4.4. Détermination du ferrailage

## ➤ En travée

## ❖ ELU

$$M_t = 27,216 \text{ KN.m}$$

$$d = h - c = h - \frac{h}{10} = 40 - \frac{40}{10} = 36 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{27,216 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,049 < 0,392 (\text{acier FeE400})$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(0,049)} \right)$$

$$\alpha = 0,063$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,063$$

$$\beta = 0,975$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{27,216 \times 10^3}{348 \times 36 \times 0,975}$$

$$A = 2,23 \text{ cm}^2$$

## • Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 30 \times 31,5 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max} = \max(A; A_{\min}) = \max(2,23 ; 1,14) = 2,23\text{cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$A = 3T12 = 3,39\text{cm}^2$$

❖ **ELS**

$$M_s = 19,76 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{27,216}{19,76} = 1,38$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > 0,063$$

**Donc :** le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS

➤ **En appui**

❖ **ELU**

$$M_a = -6,804 \text{ KN.m}$$

$$d = h - c = h - \frac{h}{10} = 40 - \frac{40}{10} = 36 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b} = \frac{6,804 \times 10^3}{30 \times 36^2 \times 14,17} = 0,012 < 0,392(\text{acierFeE400})$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(\mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2(0,012)} \right)$$

$$\alpha = 0,015$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 1 - 0,4 \times 0,015$$

$$\beta = 0,994$$

$$A = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6,804 \times 10^3}{348 \times 36 \times 0,994}$$

$$A = 0,55 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{F_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{\min} = 1,30\text{cm}^2$$

$$A_{\max} = \max(A; A_{\min}) = \max(0,55 ; 1,30) = 1,30 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$A = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$$

❖ **ELS**

$$M_s = -4,94 \text{ KN.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{section rectangulaire sans } A' \\ \text{Acier FeE400} \end{array} \right\} \rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{6,804}{4,94} = 1,38$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 > 0,15$$

**Donc :** le ferrailage calculé à l'ELU convient pour l'ELS

#### IV.3.4.5. Vérification

##### IV.3.4.5.1. Vérification à L'ELU

- **Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement (BAEL91Art6.1.3)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_{u\max}}{0,9d \sum_{i=1}^n U_i} \leq \bar{\tau} = f_{tj} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

□ : 1,5 pour H. A

$$V_{u\max} = 1,121 \times 10^5 \text{ N}$$

$$\sum_{i=1}^n U_i = n \cdot \pi \cdot \phi = 5 \times 3,14 \times 1 = 15,7 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1,121 \times 10^5}{0,9 \times 360 \times 157} = 2,20 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1,18 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification des efforts tranchants (BAEL91.Art5.1.2)**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

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

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \times d} = \frac{1,121 \times 10^5}{300 \times 360} = 1,03 < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 1,03 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \rightarrow$  Condition vérifiée

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures**

La condition de stabilité exige  $A_i \times \frac{f_e}{\gamma_s} \geq |V_u| + \frac{M_a^u}{0,9 \times d}$

$|V_u| + \frac{M_a^u}{0,9 \times d} < 0$  pas de vérification de la section de la  $A_i$

$$|1,121 \times 10^5| + \frac{-22,432 \times 10^3}{0,9 \times 36} < 0$$

$-112030,76 < 0 \rightarrow$  Condition vérifiée

➤ Alors l'effort tranchant n'influe pas sur les armatures transversales.

- **Section des armatures transversales  $A_t$**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; 0,8; \frac{30}{10}\right) \rightarrow \phi_t \leq \min(1,14; 0,8; 3)$$

On prend :

$$\phi_t = 0,8 \text{ cm} \rightarrow A_t = 4\phi 8$$

**Chapitre V :**  
**Étude sismique**

# CHAPITRE V ÉTUDE SISMIQUE

## V.1. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les secousses sismiques sont sans doute celles qui ont le plus d'effets destructeurs dans les zones urbanisées. Face à ce risque, et à l'impossibilité de le prévoir, il est nécessaire de construire des structures pouvant résister à de tels phénomènes, afin d'assurer au moins une protection acceptable des vies humaines, d'où l'apparition de la construction parasismique. Cette dernière se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées.

## V.2. Méthodes de calcul des forces sismique :

Selon l'article 4.1.1 du RPA.9 (Version 2003), les forces sismiques peuvent être déterminées par deux méthodes :

- La méthode statique équivalente et
- La méthode dynamique modale spectrale.

### V.2.1. 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 donnée par la formule suivante :

$$A = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

- Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

Q : Facteur de qualité ;

R : Facteur de comportement et

W : Poids total de la structure.

## V.2.2. Méthode dynamique modale spectrale

### V.2.2.1. Principe

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

### V.2.2.2. Modélisation

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 verticale) [RPA99/v2003 4.3.2].

### V.2.2.3. Présentation du logiciel

Robot Bat est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures. Ce code de calcul 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 (moments fléchissant M, efforts tranchants T, efforts normales, contraintes  $\sigma$ ...)

## V.3. Étapes de modélisation

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- Choix du plan du travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- Choix de l'unité du travail (KN et m) ;
  - ✓ Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres ;
  - ✓ Les voiles et les dalles pleine par panneau ;
  - ✓ Les dalles en corps creux par bardage ;
- Introduire les propriétés du matériau utilisé : les propriétés du béton ;
- Introduire les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé ;
- Introduire 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)  $1.35G + 1.5Q$  (État limite ultime)

2)  $G + Q$  (État limite de service)

3)  $0.8G + E$

4)  $0.8G - E$

5)  $G + Q + E$

6)  $G + Q - E$

Vérification des erreurs ;

Lancement de l'analyse et

Interprétation des résultats.

#### **V.4. Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :**

La force sismique totale à la base de la structure doit être calculée dans les deux directions  
Par :

$$A = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

➤ Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

Q : Facteur de qualité ;

R : Facteur de comportement et

W : Poids total de la structure.

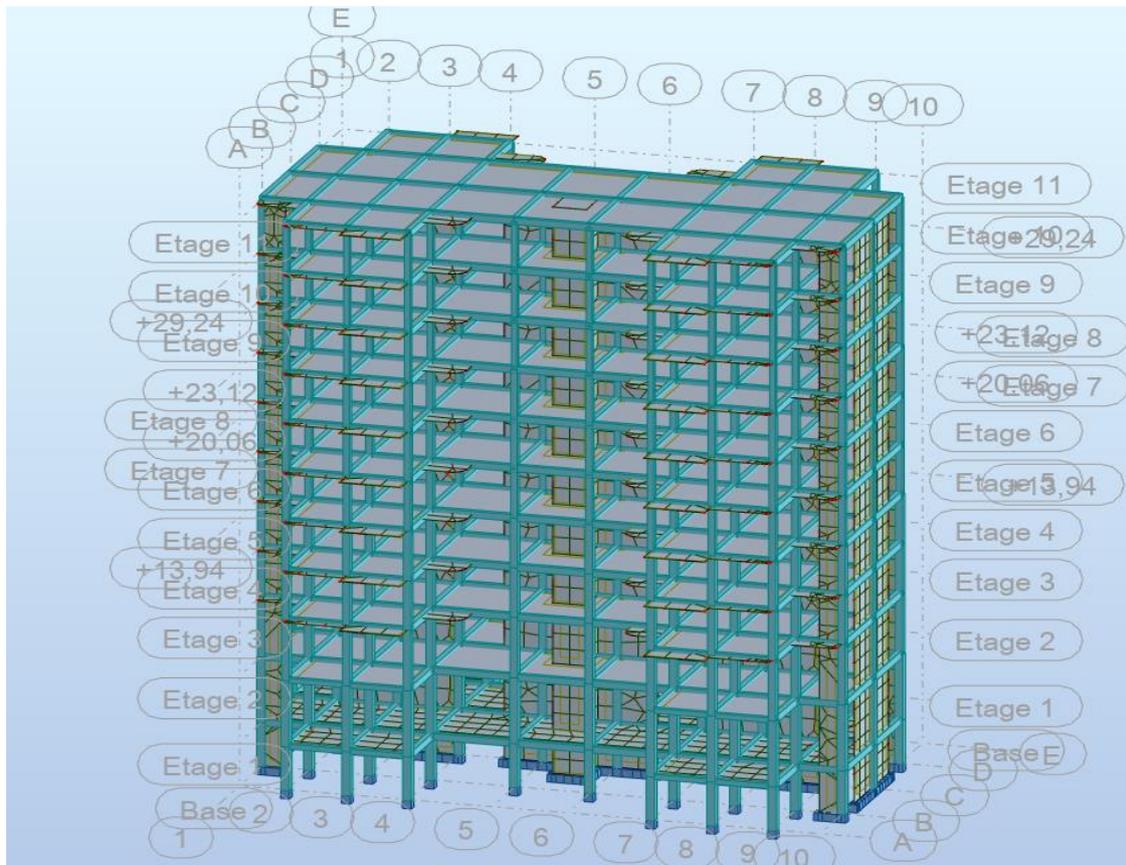


Figure.V 1: Interface de Robot Structural Analysis Professional 2022

#### V.4.1. Calcul du facteur d'amplification dynamique moyen D

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{T}{3}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3s \end{cases}$$

Avec

$T_2$ : Période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau (4.7) ;

$\eta$  : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \varepsilon)} \geq 0,7$$

$\varepsilon$  : 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)

Portique en béton armé, remplissage léger  $\Rightarrow \varepsilon = 7\%$

$$\eta = \frac{\sqrt{7}}{2 + \varepsilon} = 0.882 > 0.7 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Site ferme (S2)  $\Rightarrow T_2 = 0.40\text{s}$  (Tableau 4.7).

#### V.4.2. Calcul de la période fondamentale de la structure T

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

$$T = 0,09 \times h_N / \sqrt{D}$$

**Avec**

**$h_N$** : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau ;

**$C_T$**  : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6) et

**D** : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul

#### V.4.3. La valeur du coefficient $C_T$

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA  $\Rightarrow C_T = 0.05$

##### ➤ Dans la direction x

$$h_N = 35,62 \text{ m}$$

$$C_T = 0,05 \text{ m}$$

$$(\text{direction X}) D = 31,45 \text{ m}$$

$$T = 0,57$$

$$T_2 = 0,4\text{s} < T = 0,57 < 3\text{s}$$

$$D_x = 2,5\eta \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,88 \left( \frac{0,4}{0,57} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$D_x = 1,74$$

##### ➤ Dans la direction y

$$h_N = 35,62 \text{ m}$$

$$C_T = 0,05 \text{ m}$$

$$(\text{direction y}) D = 18,35 \text{ m}$$

$$T = 0,73$$

$$T_2 = 0,4s < T = 0,73 < 3 s$$

$$D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,88 \left(\frac{0,4}{0,73}\right)^{\frac{2}{3}}$$

$$D_y = 1,47$$

#### V.4.3. Coefficient d'accélération de zone A

Donné par le tableau (4.1) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone IIa} \\ \text{Groupe 2 (Ouvrage courants ou d'importance moyenne)} \end{array} \right\} A = 0,15$$

#### V.4.4. Coefficient de comportement R : (RPA99 (version2003) /tableau 4)

Voiles porteurs en béton armé  $\Rightarrow R = 3,5$

#### V.4.5. Facteur de qualité Q (RPA99 (version2003) /tableau 4.4)

$$Q = 1 + \sum P_q = 1 + 0,2$$

$$Q_x = Q_y = 1,2$$

➤ Avec

**P<sub>q</sub>** : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non et sa valeur est donnée au tableau 4.4

#### V.4.6. Calcul du poids de la structure W

$$W = \sum W G_i + \beta \sum Q_i$$

**W G<sub>i</sub>** : Poids du aux charge permanentes

**W Q<sub>i</sub>** : Poids du aux charges d'exploitation

$\sum W G_i$  : Résultante des réactions verticales dues aux charges permanentes

$\sum Q_i$  : Résultante des réactions verticales dues aux charges d'exploitation

**Remarque** : le poids total de la structure est donné par le logiciel rabot bat :

$$W = 49103,37 \text{ KN}$$

## V.5. Calcul la force sismique

### V.5.1. Calcul de $V_x$

**Tableau.V. 1: Tableau récapitulatif des résultats de la méthode statique (sens X)**

A	D	Q	W	R	$V_x$	80% $V_x$
0,15	1,74	1,2	49103,37	3,5	4627,06	3701,65

### V.5.2. Calcul de $V_y$

**Tableau.V. 2: Tableau récapitulatif des résultats de la méthode statique (sens Y)**

A	D	Q	W	R	$V_y$	80% $V_y$
0,15	1,47	1,2	49103,37	3,5	3882,80	3106,24

La résultante des forces sismiques à la base obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

- $V_{x\text{dyn}} = 4643,25 \text{ KN} > 80\% V_x = 3714,60 \text{ KN} \Rightarrow$  Condition vérifiée.
- $V_{y\text{dyn}} = 3896,39 \text{ KN} > 80\% V_y = 3117,11 \text{ KN} \Rightarrow$  Condition vérifiée.

## V.6 Calcul de la force sismique par l'analyse dynamique modale spectrale

L'action sismique est définie à partir d'un spectre réponse défini dans le règlement parasismique Algérien « RPA99/version 2003 », est une courbe de réponse maximale d'accélération ( $S_a/g$ ) d'un système à un seul degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de périodes propres  $T$ .

- L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 2,5A \left( 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta(1,25A) \left( \frac{Q}{R} \right) \left( \frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left( \frac{3}{T} \right)^{5/3} \left( \frac{Q}{R} \right) & T \geq 3s \end{cases}$$

**Avec:**

**A** : Coefficient d'accélération de zone ;

**$\eta$**  : Facteur de correction d'amortissement ;

**$\varepsilon$**  : Pourcentage d'amortissement critique ;

**R** : Coefficient de comportement de la structure ;

**$T_1$ ;  $T_2$**  : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et

**Q** : Facteur de qualité.

Pour notre étude les valeurs caractérisant le spectre de réponse sont présentées sur le tableau suivant :

**Tableau.V. 3: Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique (sens X)**

A	$\eta$	$\varepsilon$	R	$T_1$	$T_2$	Q
0,15	0,88	7%	3,5	0,15	0,40	1,2

**Tableau.V. 4: Valeurs caractérisant le spectre de réponse élastique (sensY)**

A	$\eta$	$\varepsilon$	R	$T_1$	$T_2$	Q
0,15	0,88	7%	3,5	0,15	0,40	1,2

#### V.6.1 Nombre de modes à considérer : (RPA99version 2003/4.3.4)

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre

De modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives supérieur à 90% au moins de la masse totale de la structure.

- Le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :  $K \geq \sqrt{3} N$

Avec :

N : le nombre de niveaux au-dessus du sol (N = 10 niveaux)

- K = 10 modes

**Tableau.V. 5 : Résultat de l'analyse modal**

Mode	Période (sec)	Masse cumulée UX(%)	Masse cumulée UY(%)	UX (%)	UY (%)
1 <sup>er</sup> Mode	0,84	0,00	69,81	0,00	69,81
2 <sup>eme</sup> Mode	0,64	0,02	69,81	0,06	0,00
3 <sup>eme</sup> Mode	0,51	73,56	69,81	72,81	0,00
4 <sup>eme</sup> Mode	0,23	73,56	84,83	0,00	15,02
5 <sup>eme</sup> Mode	0,17	73,56	84,83	0,00	0,00
6 <sup>eme</sup> Mode	0,16	86,16	84,83	13,04	0,00
7 <sup>eme</sup> Mode	0,11	86,16	89,72	0,00	4,89
8 <sup>eme</sup> Mode	0,08	86,16	89,72	0,04	0,00
9 <sup>eme</sup> Mode	0,08	90,47	89,72	4,51	0,00
10 <sup>eme</sup> Mode	0,07	<b>90,47</b>	<b>91,54</b>	0,00	1,82

## V.7. Vérification vis-à-vis le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003

### V.7.1. Vérification du comportement dynamique

#### 1) Vérification ART 4.3.4 RPA 2003 :

Le nombre de mode à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenues soit égale à au moins à 90% de la masse totale de la structure :
  - Directions xx : 10<sup>ème</sup> mode : Masse cumulée = 92,24 % => Condition vérifiée
  - Directions yy : 10<sup>ème</sup> mode : Masse cumulée = 91,36 % => Condition vérifiée

#### 2) Vérification Art 4.2.4 RPA 2003 :

Estimation de la période fondamentale de la structure

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

$$T = 0,09 \times h_N / \sqrt{D}$$

**Tableau.V. 6: Vérification de la période dans la direction X**

T statique	T dynamique 3 <sup>eme</sup> Mode	1,3.T	condition
0,57	0,51	0,74	C.V

**Tableau.V. 7 : Vérification de la période dans la direction Y**

T statique	T dynamique 1 <sup>er</sup> Mode	1,3.T	condition
0,73	0,84	0,95	C.V

- **Vérification ART 5.10 RPA 2003**

Les déplacements latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui suit ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage (3cm).

- Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit :  
 $\delta_k = R \cdot \delta_{ek}$

**Avec :**

- $\delta_{ek}$ : déplacement due aux forces sismiques  $F_i$ . (y compris l'effet de torsion) ;
- R : coefficient de comportement (R=3,5) et
- Le déplacement relatif au niveau « K » par rapport au niveau « K-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Tableau.V. 8: Valeurs des déplacements inter-étages

Niveau	$\Delta e_{kx}$	$\Delta e_{Ky}$	$\Delta kx$	$\Delta ky$	He/100	$\Delta x \leq He/100$	$\Delta ky \leq He/100$
sous-sol	0,1	0,2	0,1	0,1	2,72	CV	CV
RDC	0,5	0,8	0,4	0,6	4,08	C V	C V
1	1,1	1,6	0,6	0,8	3,74	C V	C V
2	1,6	2,4	0,5	0,8	3,06	C V	C V
3	2,1	3,1	0,5	0,7	3,06	C V	C V
4	2,7	3,9	0,6	0,8	3,06	C V	C V
5	3,2	4,7	0,5	0,8	3,06	C V	C V
6	3,7	5,5	0,5	0,8	3,06	C V	C V
7	4,2	6,3	0,5	0,8	3,06	C V	C V
8	4,7	7	0,5	0,7	3,06	C V	C V
9	5,2	7,7	0,5	0,7	3,06	C V	C V

Le déplacement inter-étage max = 0,8 cm <  $h_e$  1% de la hauteur de l'étage => condition Vérifiée.

**Direction xx :**

Tableau.V. 9: Vérification de l'effet  $P\Delta$  sens X-X

PK(G)	PK(0,2Q)	PK	$\Delta kx$	Hk	Vkx	$\theta_x$	$\theta_x \leq 0,1$
-47305,28	-9048,1	-56353,38	0,1	272	3831,66	-0,0054071	CV
-42359,64	-7036,72	-49396,36	0,4	408	3790,25	-0,01277694	CV
-37889,33	-6453,07	-44342,4	0,5	374	3671,35	-0,016147	CV
-33405,07	-5712,61	-39117,68	0,5	306	3476,82	-0,01838398	CV
-29130,81	-4972,15	-34102,96	0,5	306	3248,68	-0,01715275	CV
-24902,62	-4231,69	-29134,31	0,5	306	2980,19	-0,01597384	CV
-20745,19	-3491,23	-24236,42	0,5	306	2664,67	-0,01486188	CV
-16588,51	-2750,77	-19339,28	0,5	306	2298,7	-0,01374696	CV
-12474,46	-2010,31	-14484,77	0,5	306	1885,1	-0,01255526	CV
-8420,48	-1269,85	-9690,33	0,4	306	1400,8	-0,00904276	CV
-4367,28	-529,39	-4896,67	0,4	306	799,09	-0,00801021	CV

Direction yy :

**Tableau.V. 10: Vérification de l'effet  $P\Delta$  sens Y-Y.**

PK(G)	PK(0,2Q)	PK	$\Delta_{ky}$	Hk	Vky	$\theta_y$	$\theta_Y \leq 0,1$
-47305,28	-9048,1	-56353,38	0,2	272	3018,87	-0,0108142	CV
-42359,64	-7036,72	-49396,36	0,6	408	2979,62	-0,0191654	CV
-37889,33	-6453,07	-44342,4	0,8	374	2864,72	-0,0258352	CV
-33405,07	-5712,61	-39117,68	0,7	306	2687,78	-0,0257376	CV
-29130,81	-4972,15	-34102,96	0,8	306	2495,82	-0,0274444	CV
-24902,62	-4231,69	-29134,31	0,8	306	2287,59	-0,0255581	CV
-20745,19	-3491,23	-24236,42	0,8	306	2060,88	-0,023779	CV
-16588,51	-2750,77	-19339,28	0,8	306	1808,33	-0,0219951	CV
-12474,46	-2010,31	-14484,77	0,8	306	1519,83	-0,0200884	CV
-8420,48	-1269,85	-9690,33	0,7	306	1162,41	-0,0158248	CV
-4367,28	-529,39	-4896,67	0,7	306	681,84	-0,0140179	CV

## V.8 Conclusion

Après le calcul sismique, la structure répond aux exigences du règlement parasismique Algérien RPA99v.2003, il est donc possible de passer au calcul du ferrailage des éléments de la structure.

**Chapitre VI :**  
**Etude des portiques**

## CHAPITRE VI ETUDE DES PORTIQUES

### VI.1. Introduction :

Les éléments structuraux sont des éléments porteurs qui constituent l'ensemble du bâtiment et qui reçoivent la totalité des charges horizontales et verticales, en les transmettant par l'intermédiaire des fondations jusqu'au sol qui est considéré comme un absorbant des charges.

### VI.2. Définition :

- **Poteaux :**

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis des poutres Permettant de transmettre les charges de la superstructure aux fondations, ils sont sollicités à la flexion composée.

- **Poutres :**

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux Poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

### VI.3. Ferrailage des portiques :

#### VI.3.1. Ferrailages des poutres :

Le ferrailage sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), ensuite on vérifie à l'état limite de service (ELS), en suivant les recommandations exigées par l'RPA99/version 2003.

**ELU (situation durable et transitoire) :**  $1,35G + 1,5Q$ .

**ELS :**  $G + Q$ .

**Situation accidentelle :**  $G \pm Q \pm E$  et  $0,8G \pm E$ .

#### Recommandation selon RPA99 (V2003) :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

- La longueur de recouvrement est de :  $40 \phi$  en zone IIa.

- L'ancrage des armatures longitudinales supérieur et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des croches à 90°.
- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicité principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir les armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appuis.

### VI.3.2. Armatures longitudinales :

Le choix des armatures longitudinales est le maximum des 3 sections suivantes calculé :

$A_{cal}$  : est calculé en flexion simple.

$$A_{CNF} = 0,23 \times b \times d \times f_{c28}$$

$$A_{RAP} = 0,5 \% B$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{CNF}; A_{RPA})$$

### VI.3.3. Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

**Avec :**

$b$  : Largeur de la section

$S_t$  : 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 :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right).$$

Dehors de la zone nodale :  $S_t \leq \frac{h}{2}$

$\phi$  : des armatures longitudinales à prendre est le petit diamètre utilisé.

Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

#### VI.4. Calcul des armatures longitudinales :

- Les poutres principales (30 × 45) :

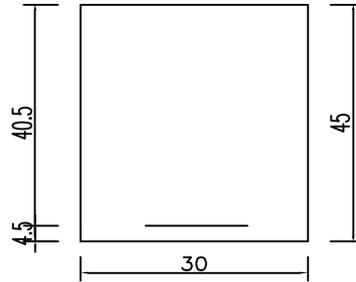


Figure.VI 1: Section de calcul

Le calcul se fait sur la base de prendre le moment en travée et en appui maximal entre les différents combinaisons (ELU ; ELS ; ACC) en utilisant le logiciel rebot.

Tableau.VI. 1 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant

	Moment en appui (KN. m)			Moment en travée(KN. m)		
	ELU	ELS	ACC	ELU	ELS	ACC
<b>Poutre principales (30×45) cm</b>	-165,91	-120,87	-197,39	66,33	48,47	188,52

La poutre est soumise à la flexion simple.

##### VI.4.1. Calcul du ferrailage en combinaison ELU :

- En appuis :

##### VI.4.1.1. Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$M_a^u = 165,91 \times 10^3 \text{ N.m} ; d = h - \frac{h}{10} = 45 - \frac{45}{10} = 40,5 \text{ cm}$$

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{165,91 \times 10^3}{14,17 \times 30 \times 40,5^2} = 0,237$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\epsilon_1} = 0,668$$

$$1000\varepsilon_1 = \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} = \frac{400}{200 \times 1,15} = 1,739$$

$$\mu_1 = 0,8 \times \alpha_1(1 - 0,4 \times \alpha_1)$$

$$\mu_1 = 0,392$$

$$\mu = 0,237 < \mu_1 = 0,392 \quad \text{Alors A' n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,237)} \right) = 0,343$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 1 - 0,4 \times 0,339 = 0,862$$

$$A = \frac{165,91 \times 10^3}{348 \times 0,862 \times 40,5} = 13,65 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

#### VI.4.1.2. Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$M_t^u = 66,33 \times 10^3 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{66,33 \times 10^3}{14,17 \times 30 \times 40,5^2} = 0,095$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_1} = 0,668$$

$$1000\varepsilon_1 = \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} = \frac{400}{200 \times 1,15} = 1,739$$

$$\mu_1 = 0,8 \times \alpha_1(1 - 0,4 \times \alpha_1)$$

$$\mu_1 = 0,392$$

$$\mu = 0,095 < \mu_1 = 0,392 \quad \text{Alors A' n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,095)} \right) = 0,125$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 1 - 0,4 \times 0,125 = 0,95$$

$$A = \frac{66,33 \times 10^3}{348 \times 0,95 \times 40,5} = 4,95 \text{ cm}^2$$

#### VI.4.2. Ferrailage en combinaison ACC :

➤ **En appuis :**

$$M_a^{\text{acc}} = -197,39 \times 10^3 \text{ N.m}$$

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \times \frac{25}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{197,39 \times 10^3}{18,48 \times 30 \times 40,5^2} = 0,217$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_1} = 0,636$$

$$1000\varepsilon_1 = \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} = \frac{400}{200 \times 1} = 2$$

$$\mu_1 = 0,8 \times \alpha_1 (1 - 0,4 \times \alpha_1)$$

$$\mu_1 = 0,379$$

$$\mu = 0,217 < \mu_1 = 0,379 \quad \text{Alors A' n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

• **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_a^{\text{acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,217)} \right) = 0,309$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 1 - 0,4 \times 0,309 = 0,876$$

$$A = \frac{197,39 \times 10^3}{400 \times 0,877 \times 40,5} = 13,89 \text{ cm}^2$$

➤ **En travées :**

$$\mu = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{188,52 \times 10^3}{18,48 \times 30 \times 40,5^2} = 0,207$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_1} = 0,636$$

$$1000\varepsilon_1 = \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} = \frac{400}{200 \times 1} = 2$$

$$u_1 = 0,8 \times \alpha_1(1 - 0,4 \times \alpha_1)$$

$$u_1 = 0,379$$

$$\mu = 0,207 < \mu_1 = 0,379 \quad \text{Alors } A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,207)} \right) = 0,293$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 1 - 0,4 \times 0,293 = 0,882$$

$$A = \frac{188,52 \times 10^3}{400 \times 0,882 \times 40,5} = 13,19 \text{ cm}^2$$

#### VI.4.3. Etat limite service ELS :

- **Vérification à l'état limite service ELS :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{section rectangulaire et } A' \neq \emptyset \\ \text{acier FeE400} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right. \rightarrow \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{165,91 \times 10^3}{120,87 \times 10^3} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow 0,343 \leq \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 \rightarrow \text{CV}$$

$\alpha = 0,343 \leq 0,43 \Rightarrow$  Les armatures calculées à ELU seront maintenues à l'ELS.

**Alors :** on va choisir la section d'armatures maximale entre les différentes combinaisons calculées précédemment en appuis et en travées :

$$A_{\text{max}}^t = 13,19 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{max}}^a = 13,89 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité (armatures minimales) :**

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 40,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,47 \text{ cm}^2$$

- **Recommandation RPA99v2003 :**

$$A_{\text{min}} = 0,5\%B = 0,005 \times 30 \times 45 = 6,75 \text{ cm}.$$

$$A_{\max} = 4\%B = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante).}$$

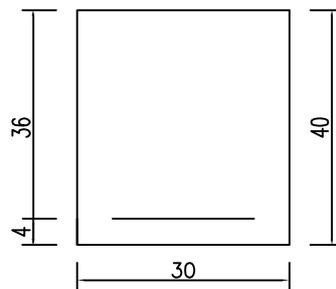
$$A_{\max} = 6\%B = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 \text{ (Zone de recouvrement).}$$

**Tableau.VI. 2 : Tableau du ferrailage**

	$A_{\text{cal}}(\text{cm}^2)$	Barres choisies	Section correspondante ( $\text{cm}^2$ )
Appui	13,89	6T16+2T12	14,33
Travée	13,19	5T16+3T12	13,26

**VI.5 Ferrailage des poutres secondaires :**

- Les poutres secondaires (30 × 40) :



**Figure.VI 2: Section de calcul**

Les sollicitations extraites de robot sont :

**Tableau.VI. 3: Tableau récapitulatif des moments fléchissant**

	Moment en appui (KN. m)			Moment entravée(KN. m)		
	ELU	ELS	ACC	ELU	ELS	ACC
<b>Poutre secondaires01 (30×40) cm</b>	-77,90	-56,68	-118,78	39,87	28,70	97,06

La poutre est soumise à la flexion simple.

**VI.5.1. Calcul du ferrailage en combinaison ELU :**

➤ **En appuis :**

**VI.5.1.1. Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$M_a^u = 77,9 \times 10^3 \text{ N.m} ; d = h - \frac{h}{10} = 40 - \frac{40}{10} = 36 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{77,9 \times 10^3}{14,17 \times 30 \times 36^2} = 0,141$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_1} = 0,668$$

$$1000\varepsilon_1 = \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} = \frac{400}{200 \times 1,15} = 1,73$$

$$\mu_1 = 0,8 \times \alpha_1 (1 - 0,4 \times \alpha_1)$$

$$\mu_1 = 0,392$$

$$\mu = 0,141 < \mu_1 = 0,392 \quad \text{Alors A' n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,141)} \right) = 0,190$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 1 - 0,4 \times 0,190 = 0,923$$

$$A = \frac{78,27 \times 10^3}{348 \times 0,923 \times 36} = 6,74 \text{ cm}^2$$

➤ **En travée :**

**VI.4.1.2. Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$M_t^u = 39,87 \times 10^3 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{39,87 \times 10^3}{14,17 \times 30 \times 36^2} = 0,072$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_1} = 0,668$$

$$1000\varepsilon_1 = \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} = \frac{400}{200 \times 1,15} = 1,739$$

$$\mu_1 = 0,8 \times \alpha(1 - 0,4 \times \alpha)$$

$$\mu_1 = 0,392$$

$$\mu = 0,072 < \mu_1 = 0,392 \quad \text{Alors A' n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

• **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,072)} \right) = 0,093$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 1 - 0,4 \times 0,093 = 0,962$$

$$A = \frac{39,87 \times 10^3}{348 \times 0,962 \times 36} = 3,31 \text{ cm}^2$$

**VI.5.2. Ferrailage en combinaison ACC :**

➤ **En appuis :**

$$M_a^{\text{acc}} = -118,78 \times 10^3 \text{ N.m}$$

$$\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M_a^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{118,78 \times 10^3}{14,17 \times 30 \times 36^2} = 0,164$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_1} = 0,636$$

$$1000\varepsilon_1 = \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} = \frac{400}{200 \times 1} = 2$$

$$\mu_1 = 0,8 \times \alpha_1(1 - 0,4 \times \alpha_1)$$

$$\mu_1 = 0,379$$

$$\mu = 0,164 < \mu_1 = 0,379 \quad \text{Alors A' n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_a^{\text{acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,164)} \right) = 0,225$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 1 - 0,4 \times 0,225 = 0,91$$

$$A = \frac{118,78 \times 10^3}{400 \times 0,91 \times 36} = 9,06 \text{ cm}^2$$

➤ **En travées :**

$$\mu = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{97,06 \times 10^3}{18,48 \times 30 \times 36^2} = 0,135$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_1} = 0,636$$

$$1000\varepsilon_1 = \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} = \frac{400}{200 \times 1} = 2$$

$$\mu_1 = 0,8 \times \alpha_1 (1 - 0,4 \times \alpha_1)$$

$$\mu_1 = 0,379$$

$$\mu = 0,135 < \mu_1 = 0,379 \quad \text{Alors } A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,135)} \right) = 0,182$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 1 - 0,4 \times 0,182 = 0,927$$

$$A = \frac{97,06 \times 10^3}{400 \times 0,927 \times 36} = 7,27 \text{ cm}^2$$

**VI.5.3. Etat limite service ELS :**

- **Vérification à l'état limite service ELS :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{section rectangulaire et } A_{cal} \\ \text{acier FeE400} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right. \rightarrow \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{ser}} = \frac{77,90}{56,68} = 1,37$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow 0,19 \leq \frac{1,37 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,43 \rightarrow CV$$

$\alpha = 0,19 \leq 0,43 \Rightarrow$  Les armatures calculées à ELU seront maintenues à l'ELS.

**Alors :** on va choisir la section d'armatures maximale entre les différentes combinaisons calculées précédemment en appuis et en travées :

$$A_{max}^t = 7,27 \text{ cm}^2$$

$$A_{max}^a = 9,06 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité (armatures minimales) :**

$$A_{min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}^2$$

- **Recommandation RPA99v2003 :**

$$A_{min} = 0,5\%B = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}.$$

$$A_{max} = 4\%B = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante).}$$

$$A_{max} = 6\%B = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \text{ (Zone de recouvrement).}$$

**Tableau.VI. 4: Tableau de ferrailage**

	$A_{cal}$	Barres choisi	Section correspond (cm <sup>2</sup> )
Appui	9,06	6T14	9,26
Travée	7,27	5T14	7,70

### VI.6 Ferrailage des poutres secondaires :

- Les poutres secondaires 02 (30 × 30) :

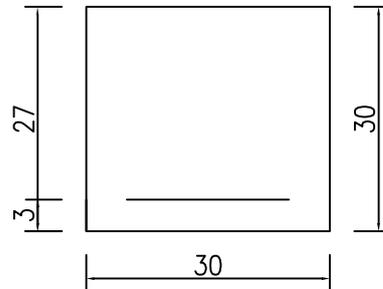


Figure.VI 3: Section de calcul

Tableau.VI. 5 : Tableau récapitulatif des moments fléchissant

	Moment en appui (KN. m)			Moment en travée(KN. m)		
	ELU	ELS	ACC	ELU	ELS	ACC
<b>Poutre secondaires02 (30×30) cm</b>	-36,79	-26,54	-35,60	16,40	11,82	12,08

La poutre est soumise à la flexion simple.

#### VI.6.1 Calcul du ferrailage en combinaison ELU :

➤ En appuis :

- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$M_a^u = 36,79 \times 10^3 \text{ N.m} ; d = h - \frac{h}{10} = 30 - \frac{30}{10} = 27 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{36,79 \times 10^3}{14,17 \times 30 \times 27^2} = 0,118$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_1} = 0,668$$

$$1000\varepsilon_1 = \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} = \frac{400}{200 \times 1,15} = 1,73$$

$$\mu_1 = 0,8 \times \alpha_1 (1 - 0,4 \times \alpha_1)$$

$$\mu_1 = 0,392$$

$$\mu = 0,118 < \mu_l = 0,392 \quad \text{Alors } A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,118)} \right) = 0,157$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 1 - 0,4 \times 0,157 = 0,937$$

$$A = \frac{36,79 \times 10^3}{348 \times 0,937 \times 27} = 4,17 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

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

$$M_t^u = 16,40 \times 10^3 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{16,40 \times 10^3}{14,17 \times 30 \times 27^2} = 0,053$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_l} = 0,668$$

$$1000\varepsilon_l = \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} = \frac{400}{200 \times 1,15} = 1,739$$

$$u_l = 0,8 \times \alpha_l (1 - 0,4 \times \alpha_l)$$

$$u_l = 0,392$$

$$\mu = 0,053 < \mu_l = 0,392 \quad \text{Alors } A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,053)} \right) = 0,068$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 1 - 0,4 \times 0,068 = 0,972$$

$$A = \frac{16,40 \times 10^3}{348 \times 0,972 \times 27} = 1,80 \text{ cm}^2$$

## VI.6.2 Ferrailage en combinaison ACC :

➤ **En appuis :**

$$M_a^{\text{acc}} = -35,60 \times 10^3 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_a^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{35,60 \times 10^3}{18,48 \times 30 \times 27^2} = 0,09$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_l} = 0,636$$

$$1000\varepsilon_l = \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} = \frac{400}{200 \times 1} = 2$$

$$u_l = 0,8 \times \alpha_l (1 - 0,4 \times \alpha_l)$$

$$u_l = 0,379$$

$$\mu = 0,09 < \mu_l = 0,379 \quad \text{Alors } A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

• **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_a^{\text{acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,09)} \right) = 0,118$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 1 - 0,4 \times 0,132 = 0,952$$

$$A = \frac{35,60 \times 10^3}{400 \times 0,952 \times 27} = 3,46 \text{ cm}^2$$

➤ **En travées :**

$$\mu = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{12,08 \times 10^3}{18,48 \times 30 \times 27^2} = 0,03$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000\varepsilon_l} = 0,636$$

$$1000\varepsilon_l = \frac{f_e}{200 \times \gamma_s} = \frac{400}{200 \times 1} = 2$$

$$u_l = 0,8 \times \alpha_l (1 - 0,4 \times \alpha_l)$$

$$u_l = 0,379$$

$$\mu = 0,03 < \mu_l = 0,379 \quad \text{Alors } A' \text{ n'existe pas et } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

- **Détermination des armatures :**

$$A = \frac{M_t^{\text{acc}}}{\sigma_s \times \beta \times d}$$

$$\alpha = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)} \right) = 1,25 \left( 1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,03)} \right) = 0,038$$

$$\beta = 1 - 0,4 \times \alpha = 1 - 0,4 \times 0,038 = 0,984$$

$$A = \frac{12,08 \times 10^3}{400 \times 0,984 \times 27} = 1,13 \text{ cm}^2$$

### VI.6.3 Etat limite service ELS :

- **Vérification à l'état limite service ELS :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Flexion simple} \\ \text{section rectangulaire et A'≠} \\ \text{acier FeE400} \\ \text{Fissuration peu nuisible} \end{array} \right. \rightarrow \gamma = \frac{M_a^u}{M_a^{\text{ser}}} = \frac{36,79 \times 10^3}{26,54 \times 10^3} = 1,38$$

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow 0,128 \leq \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \rightarrow \text{CV}$$

$\alpha = 0,157 < 0,44 \Rightarrow$  Les armatures calculées à ELU seront maintenues à l'ELS.

**Alors :** on va choisir la section d'armatures maximale entre les différentes combinaisons calculées précédemment en appuis et en travées :

$$A_{\text{max}}^t = 1,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{max}}^a = 4,17 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité (armatures minimales) :**

$$A_{\text{min}} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 27 \times \frac{2,1}{400} = 0,97 \text{ cm}^2$$

- **Recommandation RPA99v2003 :**

$$A_{\text{min}} = 0,5\%B = 0,005 \times 30 \times 30 = 4,5 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{max}} = 4\%B = 0,04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2 \text{ (Zone courante).}$$

$$A_{\text{max}} = 6\%B = 0,06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2 \text{ (Zone de recouvrement).}$$

Tableau.VI. 6: Tableau du ferrailage

	A(cm <sup>2</sup> )	Barres choisi	Section correspond (cm <sup>2</sup> )
Appui	4,5	3T14	4,62
Travée	4,5	3T14	4,62

#### VI.6.4 Calcul des armatures transversales :

Le calcul des armatures transversal se fait sur la base de contrainte de cisaillement provoqué par l'effort tranchant.

##### D'après le BAEL99 :

La section minimale est de  $A_t = \frac{0,4 \times b \times S_t}{f_e}$

Avec :  $S_t$ : l'espacement des armatures transversales.

$$S_t \leq \min(0,9 \times d ; 40 \text{ cm}) = \min(0,9 \times 40,5 ; 40) = \min(36,45 ; 40) = 36,45 \text{ cm.}$$

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

$$A_t = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

##### Diamètre des armatures d'âme :

- Diamètre des poutres principales :

$$t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; 1,2\right) = \min\left(\frac{45}{35}; \frac{30}{10}; 1,2\right) = \min(1,28; 3; 1,2) = 1,2 \text{ cm}$$

On prend :  $t = 8 \text{ mm}$

- Diamètre des poutres secondaires 01 :

$$t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; 1,2\right) = \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,2\right) = \min(1,15; 3; 1,2) = 1,15 \text{ cm}$$

On prend :  $t = 8 \text{ mm}$

- Diamètre des poutres secondaires 02 :

$$t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; 1,2\right) = \min\left(\frac{30}{35}; \frac{30}{10}; 1,2\right) = \min(0,85; 3; 1,2) = 0,85 \text{ cm}$$

On prend :  $t = 8 \text{ mm}$

Selon RPA99/version 2003 :

#### VI.6.5. L'espace maximal (poutre principale) :

- **En zone nodale :**

La longueur de la zone nodale est :  $L' = 2 \times h = 2 \times 0,45 = 0,9 \text{ m}$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset\right) = \min(11,25; 16,8) = 11,25 \text{ cm}$$

On prend  $S_t = 10 \text{ cm}$ .

- **En zone courante:**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,5 \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}.$$

#### VI.6.6. L'espace maximal (poutre secondaire) :

- **En zone nodale :**

La longueur de la zone nodale est :  $L' = 2 \times h = 2 \times 0,40 = 0,8 \text{ m}$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset\right) = \min(10; 16,8 \text{ cm})$$

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

- **En zone courant :**

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}.$$

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

#### VI.6.7. L'espace maximal (poutre secondaire 02):

- **En zone nodale :**

$$S_t = 10 \text{ cm}$$

- **En zone courante :**

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

**Donc :**

$$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,9 \text{ cm}^2 \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

**V.6.8. Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)**

Nous avons une fissuration peu nuisible,  $\tau_u$  doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = -152.92 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.2 \times \frac{f_{cj}}{\gamma b} = 0.2 \times \frac{25}{1.5} = 3,33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

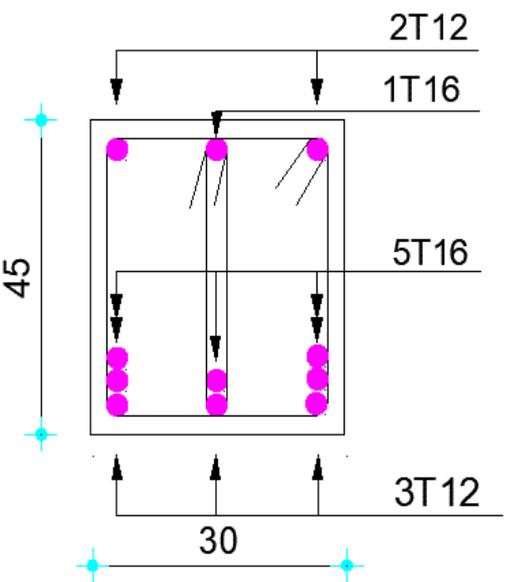
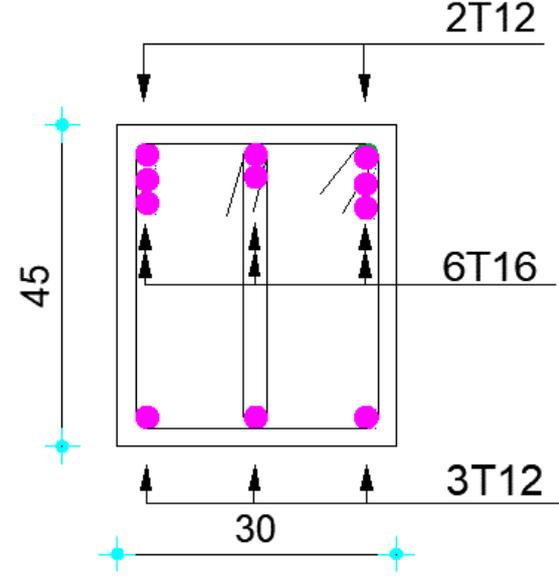
$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

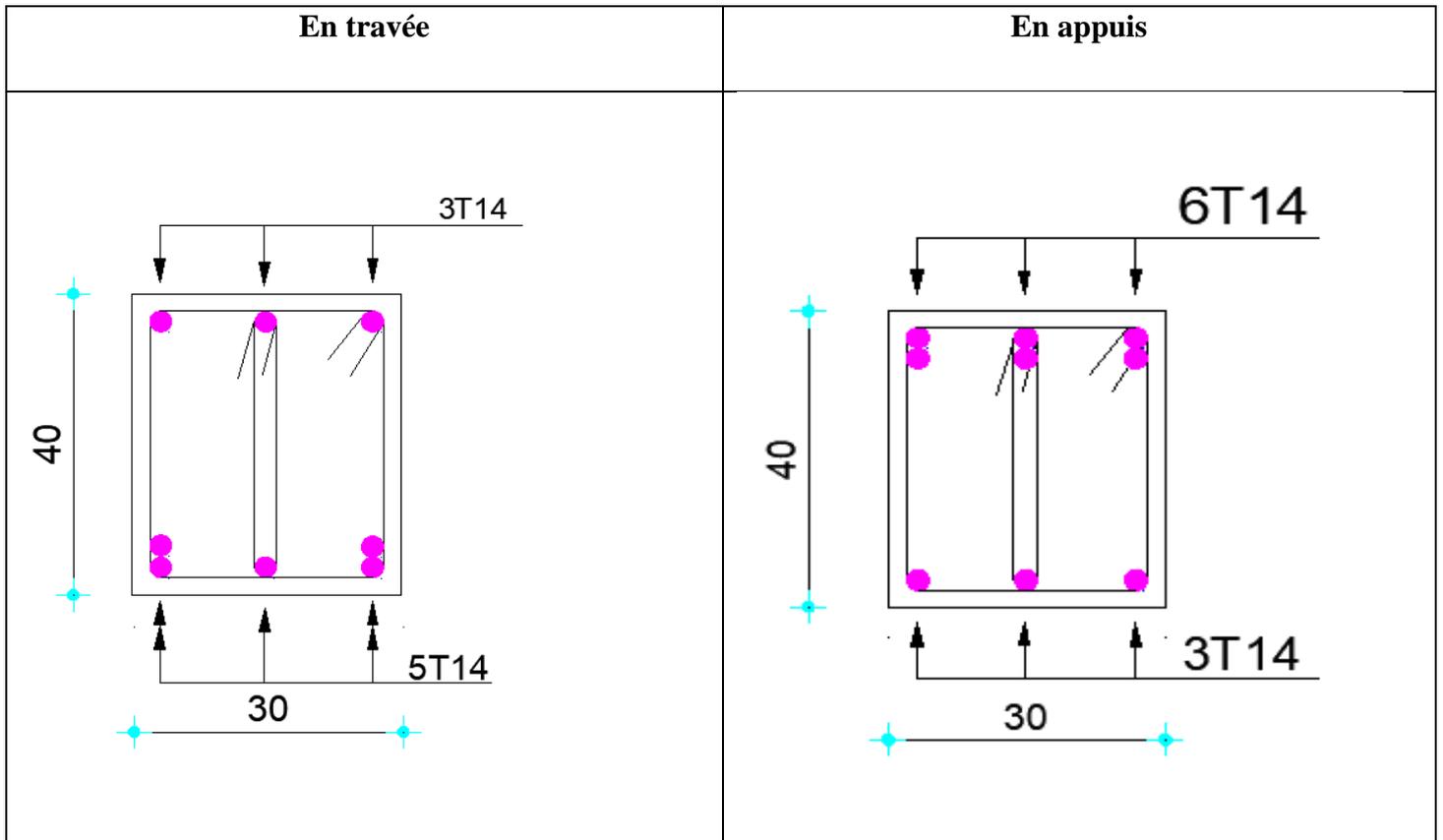
$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{152.92 \times 10^3}{600 \times 230} = 0.113 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

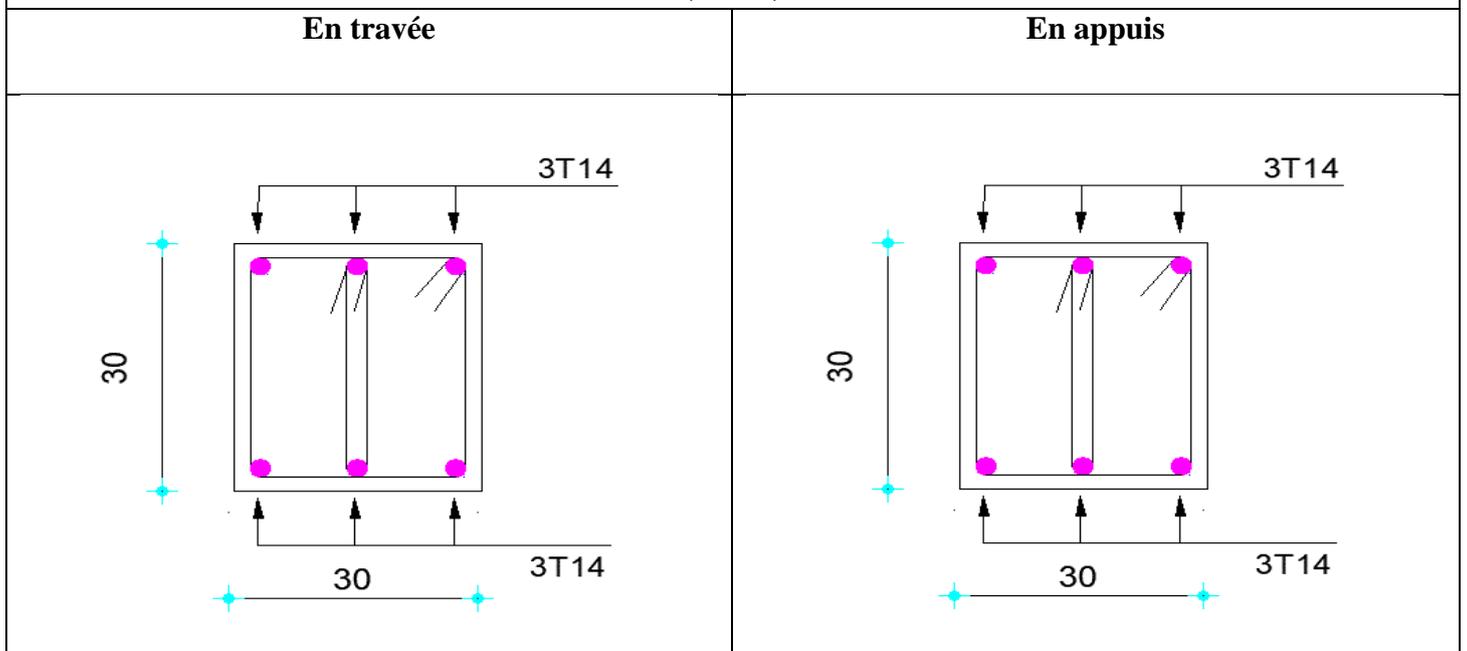
**VI.6.9. Les schémas du ferrailage des poutres :**

**Tableau.VI. 7 : Schémas du ferrailage des poutres :**

En travée	En appuis
	
<p><b>Les schémas du ferrailage des poutres Principales</b> <b>(30*45)</b></p>	



Les schémas de ferrailages des poutres secondaires 01  
(30\*40)



Les schémas de ferrailages des poutres secondaires 02  
(30\*30)

## VI.7. Etude des poteaux

### VI.7.1. Définition

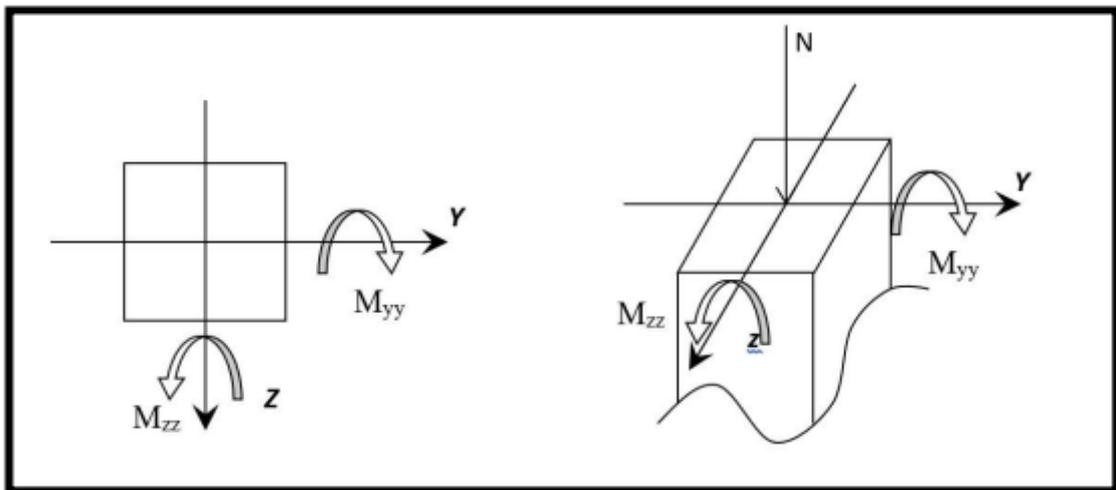
Les poteaux sont des éléments verticaux en béton armé qui assurent le support des poutres. Ils permettent de transmettre les charges de la superstructure aux fondations. Les poteaux sont soumis à des sollicitations de flexion composée.

### VI.7.2. Leurs rôles :

Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau) participé à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts horizontaux :

- Effet de changement de la température ;
- Effet du vent ;
- Effet de la dissymétrie des charges et
- Effet des efforts sismiques.

Les poteaux seront sollicités à la compression simple ou à la flexion composée selon l'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section. Chaque poteau est soumis à un effort normal ( $N$ ) et à deux moments fléchissant ( $M_{Y-Y}$ ,  $M_{Z-Z}$ ) .



**Figure.VI 4: Sollicitation sur les poteaux**

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- Une section partiellement comprimée (s.p.c) ;
- Une section entièrement comprimée (s.e.c) et
- Une section entièrement tendue (s.e.t).

**1) Section partiellement comprimée**

Une section partiellement comprimée si :

Le centre de pression (point d'application de l'effort normal  $N$ ) se trouve à l'extérieur des armatures si l'effort normal est un effort de traction. Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section si l'effort normal est un effort de compression.

Si l'effort normal de compression se trouve à l'intérieur de la section ; alors il faut vérifier :

$$M_1(0,337 \times h - 0,81 \times c') \geq N'(d - c') - M_1$$

**Avec :**

$M_1$ : Moment fléchissant par rapport aux armatures tendues.

**2) Section entièrement comprimée**

La section est entièrement comprimée  $\Rightarrow$  le diagramme des déformations passe par le pivot (domaine 3) caractérisé par  $\varepsilon_b = 2\%$  pour la fibre située à  $\frac{3}{7}$  de la fibre la plus comprimée.

**3) Section entièrement tendue**

Une section est entièrement tendue si l'effort normal est un effort de traction et si le centre de pression se trouve entre les deux traces d'armatures.

**VI.7.3. Combinaison de charges**

- Combinaisons fondamentales ou bien durables et transitoires selon le [B.A.E.L 91] :

$$1,35G + 1,5Q \quad \text{ELU}$$

$$G + Q \quad \text{ELS}$$

- Combinaisons accidentelles selon le [RPA 99v2003] :

$$0,8 \times G \pm E$$

$$G + Q \pm E$$

**VI.7.4. Combinaisons d'efforts internes :**

$$N_{\max} : M_{\text{correspondant}}$$

$$N_{\min} : M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{\max} : N_{\text{correspondant}}$$

### VI.7.5. Ferrailage réglementaire

#### VI.7.5.1. Armatures longitudinales

- **Recommandation du R.P.A99 (version 2003) (ART 7.4.2.1)**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets

- Leur pourcentage minimal sera de : 0,8% en (Zone IIa)
- Leur pourcentage maximal sera de :
  - ✓ 4% en zone courante.
  - ✓ 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale du recouvrement est de :
  - ✓ 40  $\emptyset$  en (Zone IIa).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
  - ✓ 25cm en (Zone IIa).
- 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 :

$$\checkmark L' = 2h$$

$$\checkmark h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, h, b, 60 \text{ cm}\right)$$

**Avec :**

**h:** la hauteur de la poutre ;

**b et a :** dimension du poteau et

**h<sub>e</sub>:** la hauteur libre entre deux niveaux.

$$L' = \frac{h}{2}$$

- **Conditions imposées par les règles BAEL.91/A.8.1.21 :**

La section  $A_L$  des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_{\min} = \max\left[\frac{0,2 \times b \times h}{100} + \frac{8(b+h)}{100}\right] \Rightarrow \text{Pour la compression simple.}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times h \Rightarrow \text{Pour la flexion simple.}$$

$$A_{\min} = b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow \text{Pour la traction simple.}$$

### VI.7.5.2. Armatures transversales

- Selon RPA99/version 2003

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivant :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{p_a \times T_u}{a \times f_e} A_t$$

**Avec :**

**T<sub>u</sub>** : Effort tranchant de calcul ;

**a** : Hauteur totale de la section brute ;

**f<sub>e</sub>** : Contrainte limite élastique de l'armature transversale et

**p<sub>a</sub>** : Coefficient dépendant de l'élançement géométrique  $\lambda_g$ .

$$P_a = 2,5 \text{ si } \lambda_g \geq 5; \quad \lambda_g = \left( \frac{L_f}{a}; \frac{L_f}{b} \right)$$

$$P_a = 3,5 \text{ si } \lambda_g < 5$$

**Avec :**

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

**A** et **b** : dimensions du poteau dans la direction de déformation considérée et

**δ<sub>t</sub>** : Espacement des armatures transversales qui peut être déterminé comme suit.

- **Dans la zone nodale :**

$$\delta_t \leq \min(10\phi_L; 15 \text{ cm}) \Rightarrow \text{zone IIa}$$

- **Dans la zone courante :**

$$\delta_t \leq 15\phi_L \Rightarrow \text{zone IIa}$$

**Avec :**

**φ<sub>L</sub>** : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- Section minimale des armatures transversales :

$$\frac{A_t}{\delta_t \times b}$$

En pourcentage est donné comme suit :

- 0,4% si  $\lambda_g \geq 5$ ;
- 0,8% si  $\lambda_g \leq 3$  et
- si  $3 \leq \lambda_g \leq 5$ ; Interpolation des valeurs limitent précédentes.

**Tableau.VI. 8: Tableau récapitulatif des moments fléchissant, efforts normaux**

Poteaux		Poteaux (45×45)	Poteaux (40×40)	Poteaux (35×35)	Poteaux (30×30)
ELU	Fx max	1892,74	1472,75	932,56	454,69
	My corr.	0,12	3,23	6,29	3,91
	Mz corr.	29,70	3,51	7,33	7,40
ACC	My max	62,45	-67,43	-56,91	38,00
	Fx corr	311,13	394,34	238,02	55,19
	Mz corr	0,16	6,57	4,16	-18,45
	Mzmax	62,61	96,09	73,96	45,14
	Mycorr	5,47	2,70	0,94	0,11
	Fx corr	970,69	560,13	245,79	56,47
	Fxmin	-773,79	-288,17	-67,95	-101,22
	My corr	12,55	29,91	-0,78	20,06
	Mz corr	0,52	-1,40	-62,57	-0,54

- **Section d'aciers minimaux :**  $A_{\min} = 0,9\% \times b \times h$
- **Section d'aciers maximaux :**
  - Zone courante :  $A_{\max} = 4\% \times b \times h$
  - Zone de recouvrement :  $A_{\max} = 6\% \times b \times h$

**Tableau.VI. 9: Tableau de ferrailage**

niveaux	section	$A_{\min}$	$A_{\max}$ en zone courante (cm <sup>2</sup> )	$A_{\max}$ en zone recouvrement (cm <sup>2</sup> )
Zone 1	45× 45	18,22	81	121,5
Zone 2	40× 40	14,4	64	96
Zone 3	35× 35	11,03	49	73,5
Zone 4	30× 30	8,1	36	54

**Tableau.VI. 10: Tableau récapitulatif des sections des poteaux**

Types	Niveaux	Section (cm <sup>2</sup> )
1	Sous-sol _ RDC et 1 <sup>er</sup> etage	(45 × 45)
2	2 <sup>eme</sup> _ 3 <sup>eme</sup> _ 4 <sup>eme</sup> etage	(40 × 40)
3	5 <sup>eme</sup> _ 6 <sup>eme</sup> _ 7 <sup>eme</sup> etage	(35 × 35)
4	8 <sup>eme</sup> _ 9 <sup>eme</sup> _ 10 <sup>eme</sup> etage	(30 × 30)

**VI.7.6. Exemple de calcul**

Ferrailage du poteau de Section : (45 × 45) cm<sup>2</sup>

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

**Cas 01**

$$N^{\max} = 1892,74 \text{ KN}$$

$$M_{zz}^{\text{cor}} = 29,70 \text{ KN.m}$$

- **Position du point d'application de l'effort normal N':**

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{29,70 \times 100}{1892,74} = 1,58 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 3,75 \text{ cm} \Rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à la moitié de la dimension du noyau central. Alors on a une compression centrée.}$$

- **Vérifications aune compression excentrée :**

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 4,08 = 285,6 \text{ cm}$$

**VI.7.6.1. L'effort normal ultime agissant N doit être tel que**

$$N \leq 100\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A' \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$A' \leq \left[ \frac{N}{100\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

- **Calcul de la section totale**

$$B = a \times b = 45 \times 45 = 2025 \text{ cm}^2 = 0,2025 \text{ m}^2$$

- **Calcul de la section réduite  $B_r$**

$$B_r = (45 - 2)(45 - 2) = 1849 \text{ cm}^2 = 0,1849 \text{ m}^2$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \sqrt{12} \frac{l_f}{a} = \sqrt{12} \times \frac{2,85 \times 100}{45}$$

$$\lambda = 21,94$$

$$\lambda < 50 \quad \rightarrow \quad \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left( \frac{21,94}{35} \right)^2} = 0,778$$

$$A' \geq \left[ \frac{189274}{100 \times 0,788} - \frac{1849 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right] \frac{1,15}{400}$$

$$A' \geq -2,93$$

$$A_{\min} = \max \left[ \frac{8(a+b)}{100}; \frac{0,2}{100} a \times b \right]$$

$$A_{\min} = \max \left[ \frac{8(45+45)}{100}; \frac{0,2}{100} 45 \times 45 \right]$$

$$A_{\min} = \max[7,2; 4,05] = 7,2 \text{ cm}^2$$

**Cas 02**

$$N^{\max} = 311,13 \text{ KN}$$

$$M_{zz}^{\text{cot}} = 0,16 \text{KN.m}$$

- **Position du point d'application de l'effort normal N':**

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{62,45 \times 100}{311,13} = 20,07 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 3,75 \text{ cm} \Rightarrow \text{le calcul se fait en flexion composée}$$

- **Prendre en considération l'effet de flambement**

$$\frac{L_f}{h} = \frac{285,6}{45} = 6,35 \text{ cm}; \text{Max} \left[ 15; 20 \frac{e_1}{h} \right] = \text{max} \left[ 15; 20 \times \frac{22,07}{45} \right] = 15$$

$\frac{L_f}{h} = 6,35 \leq \text{max} \left[ 15; 20 \frac{e_1}{h} \right] = 15 \Rightarrow$  On fait le calcul en flexion composée en corrigeant les sollicitations

**Remarque :** Le calcul se fera en flexion composée en majorant les efforts comme suit :

$$N'_1 = N$$

$$M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 20,07 \text{ cm}$$

{  $e_a$ : Excentricité additionnelle  
 $e_2$ : Excentricité de second ordre

$$M'_1 = 311,13 \times (20,07 + 2 + 1,98) 10^{-2}$$

$$M'_1 = 74,83 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 311,13 \text{ KN}$$

La nouvelle valeur de l'excentricité  $e_0 = 24,05 \text{ cm}$

$\Rightarrow e_0 = 24,05 > \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,4 \text{ cm} \Rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'extérieur de la section.

$\Rightarrow$  La section est partiellement comprimée et le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion simple avec un moment  $M_1$  par rapport aux armatures tendues.

- **Calcul du moment  $M_1$ :**

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left( d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_1 = 74,83 + 311,13 \times \left( 0,405 - \frac{0,45}{2} \right)$$

$$M_1 = 69,473 \text{ KN}$$

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{69,473 \times 10^3}{45 \times 14,2 \times 40,5^2} = 0,066$$

$$\mu = 0,066 < \mu_1 = 0,392 \text{ (acier FeE400, situation normal)} \rightarrow A'_1 \neq 1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_1,$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ (MPa)}$$

- **Calcul les armatures :**

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,066}) = 0,085$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,066 = 0,966$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d}$$

$$A_1 = \frac{69,473 \times 10^3}{0,966 \times 348 \times 40,5}$$

$$A_1 = 5,1 \text{ cm}^2$$

- **Revenons à la flexion composée :**

$$A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s} = 5,1 - \frac{311,13 \times 10^3}{100 \times 348}$$

$$A = 3,84 \text{ cm}^2$$

### Cas 03

$$N^{\max} = 970,69 \text{ KN}$$

$$M_{zz}^{\text{cot}} = 62,61 \text{ KN.m}$$

- **Position du point d'application de l'effort normal N':**

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{62,61 \times 100}{970,69} = 6,45 \text{ cm} > \frac{h}{12} = 3,75 \text{ cm} \Rightarrow \text{le calcul se fait en flexion composée}$$

- **Prendre en considération l'effet de flambement**

$$\frac{L_f}{h} = \frac{285,6}{45} = 6,35 \text{ cm} ; \text{Max} \left[ 15; 20 \frac{e_1}{h} \right] = \max \left[ 15; 20 \times \frac{8,45}{45} \right] = 15$$

$$\frac{L_f}{h} = 6,35 \leq \max \left[ 15; 20 \frac{e_1}{h} \right] = 15 \Rightarrow \text{On fait le calcul en flexion composée en corrigeant les sollicitations}$$

**Remarque :**

Le calcul se fera en flexion composée majorant les efforts comme suit :

$$N'_1 = N$$

$$M'_1 = N'_1 \times (e_0 + e_a + e_2)$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 6,45 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} e_a: \text{Excentricité additionnelle} \\ e_2: \text{Excentricité de second ordre} \end{cases}$$

$$M'_1 = 970,69 \times (6,45 + 2 + 1,98)10^{-2}$$

$$M'_1 = 101,24 \text{ KN.m}$$

$$N'_1 = 970,69 \text{ KN}$$

La nouvelle valeur de l'excentricité :  $e_0=10,48\text{cm}$

$\Rightarrow e_0 = 10,48 < \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22,4 \text{ cm} \Rightarrow$  L'effort normal de compression est appliqué à l'intérieur de la section.

$\Rightarrow$  Nous avons deux possibilités : section entièrement comprimée ou partiellement comprimée

**VI.7.7. Vérification si la section est entièrement comprimée :**

$$\underbrace{(0,337h - 0,81c_1)\sigma_b \cdot b \cdot h}_{(I)} \stackrel{?}{\leq} \underbrace{N'(d - c_1) - M_1}_{(II)}$$

$$M_1 = M'_1 + N'_1 \times \left(d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_1 = 101,24 + 970,69 \times \left(0,405 - \frac{0,45}{2}\right)$$

$$M_1 = 192,95 \text{ KN}$$

$$(I) = (0,337 \times 45 - 0,81 \times 4,5) \times 14,2 \times 25 \times 45 = 184032 \text{ N.m} = 184,032 \text{ kN.m}$$

$$(II) = 970,69 \times (40,5 - 4,5) \times 10^{-2} - 192,95 = 156,498 \text{ kN.m}$$

$(I) > (II) \Rightarrow$  Section Partiellement comprimée

$\Rightarrow$  Le calcul se ramène au calcul de la même section en flexion simple avec un moment  $M_1$  par rapport aux armatures tendues.

- **Calcul du moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{192,95 \times 10^3}{45 \times 14,2 \times 40,5^2} = 0,18$$

$$\mu = 0,066 < \mu_1 = 0,392 \text{ (acier FeE400, situation normal)} \rightarrow A'_1 \neq 1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_1,$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

- **Calcul les armatures :**

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,18}) = 0,25$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,25 = 0,9$$

$$A_1 = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d}$$

$$A_1 = \frac{192,95 \times 10^3}{0,9 \times 348 \times 40,5}$$

$$A_1 = 1,52 \text{ cm}^2$$

**Revenons à la flexion composée :**

$$A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s} = 1,52 - \frac{970,69 \times 10^3}{100 \times 348}$$

$$A = -26,37 \text{ cm}^2$$

#### Cas 04

$$N^{\max} = 773,79 \text{ KN}$$

$$M_{zz}^{\text{cot}} = 12,55 \text{ KN.m}$$

- **Position du point d'application de l'effort normal N' :**

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{12,55 \times 100}{773,79} = 1,62 \text{ cm} < \frac{h}{12} = 3,75 \text{ cm} \Rightarrow \text{L'effort normal de compression est appliqué à la moitié de la dimension du noyau central. Alors on a une compression centrée}$$

- **Vérifications a une compression excentrée :**

$$N \leq 100\alpha \left[ \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A' \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

$$A' \leq \left[ \frac{N}{100\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

- Calcul de la section totale

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \sqrt{12} \frac{l_f}{a} = \sqrt{12} \times \frac{2,85 \times 100}{45}$$

$$\lambda = 21,94$$

$$\lambda < 50 \quad \rightarrow \quad \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{21,94}{35}\right)^2} = 0,778$$

$$A' \geq \left[ \frac{773,79}{100 \times 0,788} - \frac{1849 \times 25}{0,9 \times 1,5} \right] \frac{1,15}{400}$$

$$A' \geq -98,41$$

$$A_{\min} = \max \left[ \frac{8(a+b)}{100}; \frac{0,2}{100} a \times b \right]$$

$$A_{\min} = \max \left[ \frac{8(45+45)}{100}; \frac{0,2}{100} 45 \times 45 \right]$$

$$A_{\min} = \max[7,2; 4,05] = 7,2$$

### VI.7.8. Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{145,34.100}{45 \times 100 \times 40,5} = 0,08 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3,34 \text{ MPa (Fissuration peu nuisible)}$$

$\tau_u = 1,04 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,23 \text{ MPa} \Rightarrow$  Les armatures déterminées pour l'état limite ultime de résistance sont suffisantes.

#### VI.7.8.1. Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L \max}}{3} = \frac{2}{3} = 0,66 \text{ cm} = 6,6 \text{ mm}$$

Donc on prendra  $\phi_t=8$  avec une nuance d'acier FeE235.

#### VI.7.8.2. Espacement des armatures transversales :

➤ Suivant les règles BAEL 91 :

$$\delta_t = \min(15\phi_L^{\min}; 40\text{cm}; (b+10)\text{cm})$$

$\Rightarrow \delta_t = 15 \text{ cm}$

➤ D'après les règles RPA 99 (version 2003) : (zone II)

- Zone nodale :  $\delta_t \leq \min(10\phi^{\min}; 15\text{cm}) = 15\text{cm}$

$\delta_t = 10 \text{ cm}$

- **Zone courante:**  $\delta_t \leq 15\phi_L^{\min} = 18 \text{ cm}$

$\delta_t = 15 \text{ cm}$

**1. Armatures transversales minimales :**

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{285,6}{45} = 6,35 \text{ cm} \Rightarrow A_{\min} = 0,5\% \times b \times \delta_t = 0,005 \times 45 \times 15 = 3,36 \text{ cm}^2$$

**2. Détermination de la zone nodale : [RPA99 V2003.Art 7.4.2.1 page 49]**

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$L' = 2 \cdot h \rightarrow L' = 2 \times 45 \rightarrow L' = 90 \text{ cm}$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right) = \max\left(\frac{285,6}{6}; 45; 45; 60\text{cm}\right) = 60 \text{ cm}$$

**3. Longueur de recouvrement**

$L_r = 45 \cdot \phi_{L\max}$

$L_r = 90 \text{ cm}$

◆ **Remarque :**

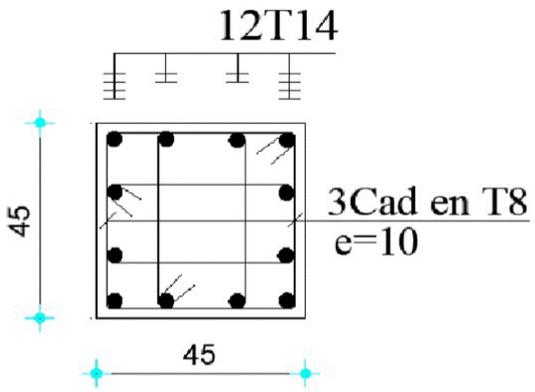
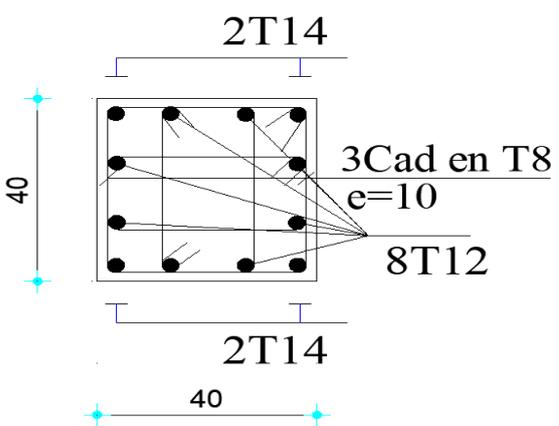
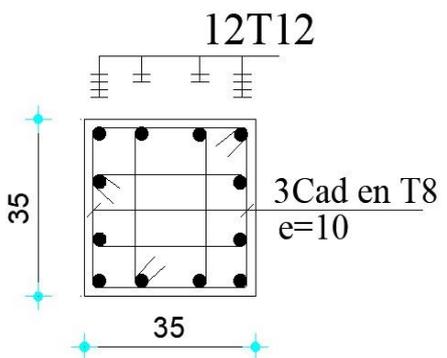
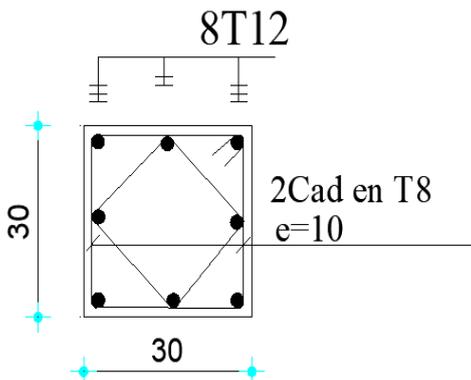
Le calcul des armatures des autres types de poteaux s'effectuera de la même façon que Précédemment ; et le ferrailage sera résumé dans le tableau suivant :

**Tableau.VI. 11. Choix des armatures.**

Type	Section (cm <sup>2</sup> )	A <sub>CAL</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>minR</sub> (cm <sup>2</sup> )	A <sub>min</sub> BAEL (cm <sup>2</sup> )	Choix	A <sub>Adopté</sub> (cm <sup>2</sup> )	Recouvrement [cm]
1	45x45	7,2	18,22	7,2	12T14	18,47	80
2	40x40	6,4	14,4	6,4	4T14 +8T12	15,39	80
3	35x35	5,6	11,03	5,6	10T12	11,31	70
4	30x30	4,8	8,1	4,8	8T12	9,05	60

VI.7.9. Les schémas de Ferrailage des poteaux

Tableau.VI. 12.Les schémas de Ferrailage des poteaux

Poteaux (45*45)	Poteaux (40*40)
 <p>12T14</p> <p>3Cad en T8 e=10</p> <p>45</p> <p>45</p>	 <p>2T14</p> <p>3Cad en T8 e=10</p> <p>8T12</p> <p>2T14</p> <p>40</p> <p>40</p>
Poteaux(35*35)	Poteaux(30*30)
 <p>12T12</p> <p>3Cad en T8 e=10</p> <p>35</p> <p>35</p>	 <p>8T12</p> <p>2Cad en T8 e=10</p> <p>30</p> <p>30</p>
<p>Les schémas de Ferrailage des poteaux</p>	

**Chapitre VII :**  
**Etude des voiles**

## CHAPITRE VII ETUDE DES VOILES

### VII.1. Généralités

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, en générale ils sont verticaux et chargés dans leur plan. Ils peuvent être construit en béton armé ou non armé.

### VII.2. Le rôle des voiles est de :

- Reprendre les charges permanentes et d'exploitation apportée par les planchers ;
- Participer au contreventement de la construction (vent et séisme) et
- Servir de cloisons de séparation entre locaux.

Les voiles sont utilisés en façade, en pignons ou à l'intérieur (murs de refends) des constructions. Un poteau rectangulaire dans la largeur est supérieur à quatre fois son épaisseur est considérée comme un voile.

Qu'ils soient appelés armés ou non armés, les voiles en béton comportent un minimum d'armatures :

- Au droit des ouvertures (concentration de contraintes) ;
- A leur jonction avec les planchers et
- A leurs extrémités.

### VII.3. Ferrailage des voiles

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastree à la base. La figure 1 montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire, soumis à une charge verticale  $N$  et une charge horizontale  $V$  en tête.

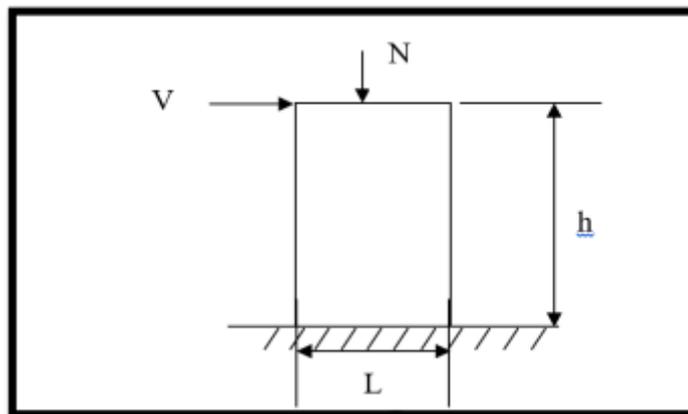


Figure.VII 1 : Schéma d'un voile

Le voile est donc sollicité par un effort normal  $N$ , un effort tranchant  $V$  constant sur toute la hauteur, et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

#### VII.4 Le ferrailage classique du voile en béton armé est composé :

- 1) D'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile et d'armatures verticales uniformément réparties ;
- 2) D'armatures horizontales, parallèles aux faces des murs et elles sont aussi uniformément réparties et
- 3) D'armatures transversales (épingles) (perpendiculaires aux parements du voile).

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction et de compression, créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. À la base du voile, sur une hauteur critique des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'assurer la ductilité de ces zones.

En fin, les armatures de l'âme horizontale et verticale ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

#### VII.5 Procédure de ferrailage

Pour le ferrailage des voiles, on devra calculer et disposer les aciers verticaux et les aciers horizontaux conformément aux règlements CBA 93 et RPA 99 version 2003.

L'apparition de logiciels modernes d'analyse de structure, utilisant la méthode des éléments finis pour modéliser et analyser les structures a considérablement aidé l'étude du comportement globale de la structure en effet, l'obtention directe des efforts et des contraintes en tout point de la structure facilite, après une bonne interprétation des résultats du modèle retenu, permet l'adoption d'un bon ferrailage.

Le calcul se fait par une méthode simplifiée, basée sur les contraintes.

**Nota** : Les contraintes maximale et minimale du voile peuvent être déterminées à l'aide de  $M$  et  $N$  qui sont lues à partir du fichier résultat de **ROBOT BAT**.

**1er cas** : Section Entièrement Comprimée

**Si** :  $(\sigma_d \text{ et } \sigma_g) > 0$  la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue".

La zone courante est armée par le minimum exigé par le **RPA 99 version 2003 Art (7.7.4.1)**.

$(A_1, A'_1) \geq 0,0015 \cdot b \cdot h (0,15\%)$ .

**2ème cas** : Section Entièrement tendue

**Si** :  $(\sigma_d \text{ et } \sigma_g) < 0$  la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales

- $A = \frac{f_t}{f_e}$  ; on compare A par la section minimale exigée par le RPA 99 version 2003.
- Si :  $A < A_{\min} = 0,15\%$  de la section du voile, on ferraille avec la section minimale.
- Si :  $A_V > A_{\min}$ , on ferraille avec A.

### 3ème cas : Section Partiellement Tendue

Si : ( $\sigma_d$  et  $\sigma_g$ ) sont de signe différent, la section du voile est partiellement tendue, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

- **Armatures verticales (Art 7.7.4.1 du RPA 99 version 2003) :**

Ils sont disposés en deux nappes parallèles servant à répondre les contraintes de flexion composée, le RPA 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.

- **Armatures horizontales (Art 7.7.4.2 du RPA 99 version 2003) :**

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.

### Règles communes (Art 7.7.4.3 du RPA 99 version 2003) :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales est comme suit : Globalement dans la section du voile : 0,15%

En zone courante : 0,10 % Armatures transversales

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : (1,5. a ; 30 cm)
- Les deux nappes doivent être reliées avec au moins 4 épingles par mètre carré
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

{ 40Ø pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible  
{ 20Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des combinaisons

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile
- Si les efforts importants de compressions agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets (jonction par recouvrement)

- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A = 1,1 \frac{V}{f_e}$$

### VII.6. Exemple de calcul :

**Tableau.VII. 1 : Sollicitations obtenues par ROBOT.**

L(m)	e(m)	Type	Combinaison	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)	L <sub>t</sub> (m)
3	0.20	ELU	ELU	1548,13	-17,38	62,30	1,57
		ACC	0,8G+EX	512,91	-48,66	48,42	1,22
		ACC	0,8G+EY	-1871,37	-1447,01	466,53	2,47
		ACC	0,8G-EX	1110,86	37,05	18,64	140
		ACC	0,8G-EY	3495,14	1435,39	-399,47	0,27
		ACC	G+Q+EX	834,60	-55,17	60,62	170
		ACC	G+Q+EY	-1549,68	-1453,51	478,73	2,30
		ACC	G+Q-EX	1432,55	30,54	30,84	1,44
		ACC	G+Q-EY	3816,83	1428,88	-387,27	0,30

#### VII.6.1. Les caractéristiques géométriques :

$$I = \frac{(0,2 \times 3^3)}{12} = 0,45 \text{ m}^4 \text{ (I : inertie du voile)}$$

$$B = 0,2 \times 3 = 0,6 \text{ m}^2 \text{ (}\Omega \text{ : surface en plan du voile)}$$

$$V = \frac{L}{2} = \frac{3}{2} = 1,5 \text{ m (V : la position de l'axe neutre)}$$

#### VII.6.2. Vérification de la stabilité de la résistance d'un voile :

##### ➤ Effort de compression à ELU

$$N_{\max} = 1548,13 \text{ KN (effort de compression), } M_{\text{cor}} = -17,38 \text{ KN.m}$$

- **Calcul les contraintes :**

$$\sigma_d = \frac{N}{B} + \frac{M}{I}v = \frac{1548,13}{0,6} + \frac{17,38 \times 1,5}{0,45}$$

$$\sigma_d = 2638,15 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_d = 2,638 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_g = \frac{N}{B} - \frac{M}{I}v = \frac{1548,13}{0,6} - \frac{17,38 \times 1,5}{0,45}$$

$$\sigma_g = 2522,28 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_g = 2,522 \text{ N/mm}^2$$

( $\sigma_d > 0$ ;  $\sigma_g > 0$ ) => la section est entièrement comprimée

- **Calcul de la contrainte moyenne :**

Le calcul se fait par des bandes d'après le DTR.B.C2.42 il faut que la condition suivante soit vérifiée :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} \cdot L_c\right)$$

$$L_c = L = 3 \text{ m}$$

$$d_1 \leq \min\left(\frac{2,72}{2}; \frac{2}{3} \cdot 3\right) = \min(1,36; 2)$$

On prendra :  $d = 1,36 \text{ m}$

### VII.6.3. Détermination de la contrainte moyenne de la bande d1 :

$$\sigma_1 = \sigma_g + (l_c - d_1) \times \frac{(\sigma_d - \sigma_g)}{L_c}$$

$$\sigma_1 = 2,522 + (3 - 1,36) \times \frac{(2,638 - 2,522)}{3} = 2,585 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{\sigma_d + \sigma_1}{2} = \frac{2,638 + 2,585}{2} = 2,61 \text{ MPa}$$

### VII.6.4. L'effort normal appliqué sur la bande d1 :

$$N_u = \sigma_{\text{moy}} \times e \times d_1 = 2,61 \times 200 \times 1360 = 710328 \text{ N}$$

$$N_u = 710,328 \text{ KN}$$

### VII.6.5. Calcul de l'effort limite ultime :

L'effort limite  $N_{u\text{lim}}$  est donné par la formule suivante :

Cas d'un mur non armé :  $A = 0$

$$Nu_{lim} = \alpha \times \frac{Br \times fc28}{0,9 \times \gamma b}$$

**Avec :**

$$Br = (d - 2) \times (a - 2) = (136 - 2) \times (20 - 2) = 2412 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = \frac{0,65}{1 + 0,2\left(\frac{\lambda}{30}\right)^2} = \frac{0,65}{1 + 0,2\left(\frac{32,9}{30}\right)^2} = 0,524$$

$$l_f = 0,7l_0 = 0,7 \times 2,72 = 1,9 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{a} = \frac{1,9\sqrt{12}}{0,2} = 32,9$$

**Donc :**  $\alpha = 0,524$

$$Nu_{lim} = \alpha \times \frac{Br \times fc28}{0,9 \times \gamma b} = 0,524 \times \frac{0,24 \times 25000}{0,9 \times 1,5} = 2328,88 \text{ KN}$$

#### VII.6.6 Conclusion :

$$Nu_{lim} = 2328,88 \text{ KN} > Nu = 710,328 \text{ KN} \rightarrow \text{c.v}$$

Il n'y a pas un risque de flambement et les armatures en compression ne sont pas nécessaires.

#### VII.6.7. Calcul de ferrailage :

D'après notre système de contreventement on prend en considération juste les sollicitations des voiles les plus sollicités (sous-sol) et on applique leur ferrailage maximum sur les autres étages.

#### L'effort normal appliqué sur la bande d1 :

- **Ferrailage verticale :**

On prend les cas plus défavorables (Cas : 0.8G+EY)

$$N_{max} = -1871,37 \text{ KN (effort de compression)}, M_{cor} = 1447,01 \text{ KN.m}$$

- **Calcul les contraintes**

$$\sigma_d = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} v = \frac{-1871,37}{0,6} + \frac{1447,01 \times 1,5}{0,45}$$

$$\sigma_d = 1704,41 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_d = 1,704 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_g = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} v = \frac{-1871,37}{0,6} - \frac{1447,01 \times 1,5}{0,45}$$

$$\sigma_g = -7942,31 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_g = -7,492 \text{ N/mm}^2$$

$(\sigma_d > 0; \sigma_g < 0) \Rightarrow$  la section est partiellement tendue

- **Calcul de la longueur de la zone tendue et la largeur de la bande max :**

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3} \cdot L_c\right)$$

$$L_c = L - L_t = 3 - 2,47 = 0,53$$

$$\frac{\sigma_d}{L_c} = \frac{\sigma_g}{L_t} \rightarrow L_t = \frac{\sigma_g \times L_c}{\sigma_d}$$

$$L_t = \frac{\sigma_g \times (L - L_t)}{\sigma_d}$$

$$L_t = \frac{\sigma_g \times L}{\sigma_d + \sigma_g} = \frac{7942,31 \times 3}{1704,41 + 7942,31} = 2,47 \text{ m}$$

$$d \leq \min\left(\frac{2,72}{2}; \frac{2}{3} \cdot 0,53\right) = \min(1,36; 0,35) = 0,35 \text{ m}$$

On prendra :  $d = 0,30 \text{ m}$

$$d_1 = d_2 = d_3 = d_4 = d_5 = 0,30 \text{ m}$$

- **Détermination de la contrainte moyenne dans première bande:**

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_g(L_t - d_1)}{L_t} = \frac{7942,31(2,47 - 0,30)}{2,47} = 6977 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}1} = \frac{\sigma_g + \sigma_1}{2} = \frac{7,942 + 6,977}{2} = 7,46 \text{ MPa}$$

- **Détermination de la valeur d'effort normal moyen (traction) sollicitation la zone d'about**

$$Nu_1 = \sigma_{\text{moy}1} \times e \times d_1 = 7,46 \times 200 \times 300 = 447600 \text{ N}$$

- **Calcul des armatures verticales :**

$$A_s = \frac{Nu}{\frac{f_e}{\gamma}} = \frac{447600}{400} = 1119 \text{ mm}^2$$

$$A_{s1} = 11,19 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures de couture :**

$$A_{c1} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{X}{L} = 1,1 \frac{1,4 \times 466530}{400} \times \frac{300}{3000} = 163,28 \text{ mm}^2$$

D'après le RPA on ajoute avec la section calculée :

$$A_1 = A_{c1} + A_{s1} = 11,19 + 1,63 = 12,82 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales RPA :**

$$A_{\min 1} = 0,20\% \times b \times L_{t1} = 0,002 \times 20 \times 30 = 1,2 \text{ cm}^2 \text{ (Zone tendu)}$$

$$A_1 = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}) = (12,82 ; 1,2) = 12,82 \text{ cm}^2$$

- **Détermination de la contrainte moyenne dans deuxième bande :**

$$\sigma_2 = \frac{\sigma_g(L_t - (d_1 + d_2))}{L_t} = \frac{7942,31(2,47 - (0,30 + 0,30))}{2,47} = 6013 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} = \frac{6,977 + 6,013}{2} = 6,495 \text{ MPa}$$

- **Détermination de la valeur de l'effort normal moyen (traction) de la deuxième bande :**

$$Nu_2 = \sigma_{\text{moy}2} \times e \times d1 = 6,495 \times 200 \times 300 = 389700 \text{ N}$$

- **Calcul des armatures de vertical :**

$$A_{s2} = \frac{Nu}{\frac{f_e}{\gamma}} = \frac{389700}{400} = 974,25 \text{ mm}^2$$

$$A_{s2} = 9,74 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures de couture :**

$$A_{c2} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{X}{L} = 1,1 \frac{1,4 \times 466530}{400} \times \frac{300}{3000} = 163,28 \text{ mm}^2$$

D'après le RPA on ajoute avec la section calculée :

$$A_2 = A_{c2} + A_{s2} = 9,74 + 1,63 = 11,37 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales RPA :**

$$A_{\min 2} = 0,20\% \times b \times L_{t2} = 0,002 \times 20 \times 30 = 1,2 \text{ cm}^2 \text{ (Zone tendu)}$$

$$A_2 = \max(A_{\text{cal}}, A_{\min}) = (11,37 ; 1,2) = 11,37 \text{ cm}^2$$

- **Détermination de la contrainte moyenne de la bande 3 :**

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_g(L_t - (d_1 + d_2 + d_3))}{L_t} = \frac{7942,31(2,47 - (3 \times 0,30))}{2,47} = 5048,35 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}3} = \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} = \frac{6,013 + 5,048}{2} = 5,531 \text{ MPa}$$

- **Détermination de la valeur de l'effort normal moyen (traction) de bande 3 :**

$$Nu_3 = \sigma_{\text{moy}3} \times e \times d_3 = 5,531 \times 200 \times 300 = 331840,52 \text{ N}$$

- **Calcul des armatures verticales :**

$$A_{s3} = \frac{Nu}{\frac{f_e}{\gamma}} = \frac{331840,52}{400} = 829,60 \text{ mm}^2$$

$$A_{s3} = 8,30 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures de couture :**

$$A_{c3} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{X}{L} = 1,1 \frac{1,4 \times 466530}{400} \times \frac{300}{3000} = 163,28 \text{ mm}^2$$

- **D'après le RPA on ajoute avec la section calculée :**

$$A_3 = A_{c3} + A_{s3} = 8,30 + 1,63 = 9,93 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales RPA :**

$$A_{\text{min}3} = 0,20\% \times b \times L_{t3} = 0,002 \times 20 \times 30 = 1,2 \text{ cm}^2 \text{ (Zone tendu)}$$

$$A_3 = \max(A_{\text{cal}}, A_{\text{min}}) = (9,93 ; 1,2) = 9,93 \text{ cm}^2$$

- **Détermination de la contrainte moyenne de la bande 4 :**

$$\sigma_4 = \frac{\sigma_g(L_t - (d_1 + d_2 + d_3 + d_4))}{L_t} = \frac{7942,31(2,47 - (4 \times 0,30))}{2,47} = 4083,69 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}4} = \frac{\sigma_3 + \sigma_4}{2} = \frac{5,048 + 4,084}{2} = 4,566 \text{ MPa}$$

- **Détermination de la valeur de l'effort normal moyen (traction) de la bande 4 :**

$$Nu_4 = \sigma_{\text{moy}4} \times e \times d_4 = 4,566 \times 200 \times 300 = 273950,94 \text{ N}$$

- **Calcul des armatures de vertical :**

$$A_{s4} = \frac{Nu}{\frac{f_e}{\gamma}} = \frac{273950,94}{400} = 684,88 \text{ mm}^2$$

$$A_{s4} = 6,85 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures de couture :**

$$A_{c4} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{X}{L} = 1,1 \frac{1,4 \times 466530}{400} \times \frac{300}{3000} = 163,28 \text{ mm}^2$$

D'après le RPA on ajoute avec la section calculée :

$$A_4 = A_{c4} + A_{s4} = 6,85 + 1,63 = 8,48 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales RPA :**

$$A_{min4} = 0,20\% \times b \times L_{t4} = 0,002 \times 20 \times 30 = 1,2 \text{ cm}^2 \text{ (Zone tendu)}$$

$$A_4 = \max(A_{cal}, A_{min}) = (8,48; 1,2) = 8,48 \text{ cm}^2$$

- **Détermination de la contrainte moyenne de la bande 5 :**

$$\sigma_5 = \frac{\sigma_g(L_t - (d_1 + d_2 + d_3 + d_4 + d_5))}{L_t} = \frac{7942,31(2,47 - (5 \times 0,30))}{2,47} = 3119,04 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{moy5} = \frac{\sigma_4 + \sigma_5}{2} = \frac{4,084 + 3,119}{2} = 3,602 \text{ MPa}$$

- **Détermination de la valeur de l'effort normal moyen (traction) de la bande 5 :**

$$Nu_5 = \sigma_{moy5} \times e \times d_5 = 3.602 \times 200 \times 300 = 216091,34 \text{ N}$$

- **Calcul des armatures verticales :**

$$A_{s5} = \frac{Nu}{\frac{f_e}{\gamma}} = \frac{216091,34}{400} = 540,22 \text{ mm}^2$$

$$A_{s5} = 5,40 \text{ cm}^2$$

- **Calcul des armatures de couture :**

$$A_{c5} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e} \times \frac{X}{L} = 1,1 \frac{1,4 \times 466530}{400} \times \frac{300}{3000} = 163,28 \text{ mm}^2$$

D'après le RPA on ajoute avec la section calculée :

$$A_5 = A_{c5} + A_{s5} = 5,40 + 1,63 = 7,03$$

- **Armatures minimales RPA :**

$$A_{min5} = 0,20\% \times b \times L_{t4} = 0,002 \times 20 \times 30 = 1,2 \text{ cm}^2 \text{ (Zone tendu)}$$

$$A_5 = \max(A_{cal}, A_{min}) = (7,03; 1,2) = 8,48 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des armatures verticales :**

**D'après l'RPA 99 /2003 article 7.7.4.3**

$$St \leq (1,5 \cdot e ; 30 \text{ cm}) \rightarrow St \leq (1,5 \cdot 20 ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$\text{Zone d'about} \rightarrow \frac{L}{10} = \frac{300}{10} = 30 \text{ cm} \rightarrow St = 10$$

$$\text{Zone courante} \rightarrow St = 15 \text{ cm}$$

**Choix d'armatures :**

$$A_{\text{bande } 1} = 12,82 \text{ cm}^2 = 2 \times (3T20) = 18,85 \text{ cm}^2 \rightarrow e = 10 \text{ cm}$$

$$A_{\text{bande } 2} = 11,37 \text{ cm}^2 = 2 \times (2T20) = 12,57 \text{ cm}^2 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

$$A_{\text{bande } 3} = 9,93 \text{ cm}^2 = 2 \times (2T20) = 12,57 \text{ cm}^2 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

$$A_{\text{bande } 4} = 8,48 \text{ cm}^2 = (2T20 + 2T16) = 10,30 \text{ cm}^2 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

$$A_{\text{bande } 5} = 7,03 \text{ cm}^2 = 2 \times (2T16) = 8,04 \text{ cm}^2 \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

## **VII.8. Vérification de la contrainte de cisaillement :**

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA 99/version 2003).

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times v_u}{b \cdot d}$$

**Avec :**

V : L'effort tranchant à la base du voile.

b : Épaisseur de voile.

d : Hauteur utile, (d=0,9h).

h : Hauteur totale de la section brute.

❖ **ACC :**

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times v_u}{b \cdot d} = \frac{1,4 \times 466,53}{0,2 \times 0,9 \times 2,72} = 1334,03 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_u = 1,334 \text{ MPa}$$

**Avec :**

$$\tau_u = 1,334 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa}$$

Donc la condition est vérifiée.

❖ **ELU :**

$$\tau_u = \frac{v}{b \cdot d} = \frac{62,30}{0,2 \times 0,9 \times 2,72} = 127,24 \text{ KN/m}^2$$

$$\tau_u = 0,127 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[ 0,06 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 1 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,127 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifié.}$$

### VII.8.1. Vérification de la contrainte de cisaillement :

**Tableau.VII. 2:Vérification de la contrainte de cisaillement.**

Type	Combinaison	$T_u$	$\tau_u$ (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$
1	ELU	62,30	0,127	1	C.V
	ACC	478,73	1,38	5	C.V

**Tableau 7.1 : Ferrailage du voile de contreventement.**

Voile	A retenu (cm <sup>2</sup> /ml)	Choix d'armatures	Espacement(cm)
A <sub>bonde1</sub>	18,85	6T20/nappe	10
A <sub>bonde2</sub>	12,57	4T20/nappe	15
A <sub>bonde3</sub>	12,57	4T20/nappe	15
A <sub>bonde4</sub>	10,30	2T16+2T20/nappe	15
A <sub>bonde5</sub>	8,04	4T16/nappe	15

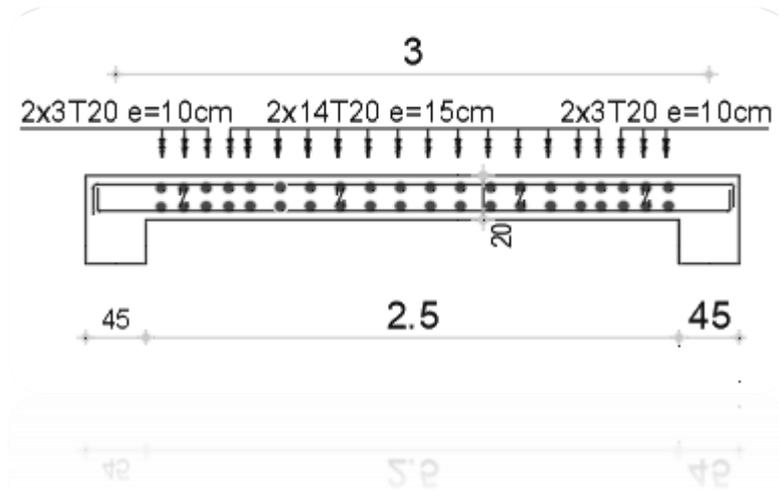


Figure.VII 2: ferrailage longitudinale des voiles

## VII.9 Voile périphérique :

### VII.9.1 Introduction :

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

Les armatures sont constituées de deux nappes.

### VII.9.2 Le Dimensionnement :

D'après le R.P.A.99; l'épaisseur être supérieure ou égale à 15cm.

Dans notre structure on a :  $e = 15 \text{ cm}$

#### VII.9.2.1 Calcul des charges

##### Poussée des terres

$$P_1 = K_a \times \gamma \times \frac{h}{2}$$

Avec :

$P_1$  : Poussée des terres

$\gamma$  : Poids spécifique des terres

$h$  : Hauteur du voile

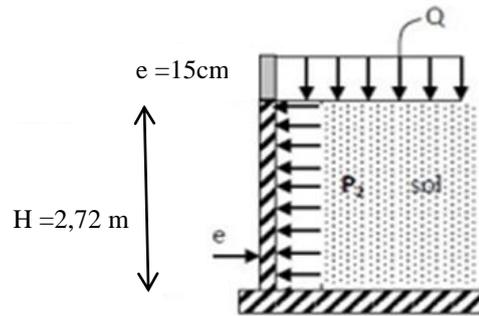


Figure.VII 3: Schéma statique d'un voile périphérique.

**1) Calcul de la contrainte de poussée :**

- poids volumique du sol  $\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$
- angle de frottement interne :  $\varphi = 30^\circ$

$$K_a = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$K_a = 0,325$$

**1) Combinaison fondamentale :**

$$\text{ELU} : q_u = 1,35 \times \gamma \times \frac{h}{2} \times K_a \times 1\text{m} = 1,35 \times 18 \times \frac{2,72}{2} \times 0,325 \times 1 = 10,74 \text{ KN.m}$$

$$\text{ELS} : q_s = \gamma \times \frac{h}{2} \times K_a \times 1\text{m} = 18 \times \frac{2,72}{2} \times 0,325 \times 1 = 7,96 \text{ KN.m}$$

**2) Calcul du ferrailage :**

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 2,72 \text{ m}$$

$$L_y = 5 \text{ m}$$

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,72}{5} = 0,544 \text{ si } 0,4 < p < 1$$

Donc la dalle portent en deux sens.

**D'après le tableau :**

$$\text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0,0908 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0,0948 \\ \mu_y = 0,4050 \end{cases}$$

## La réduction des moments :

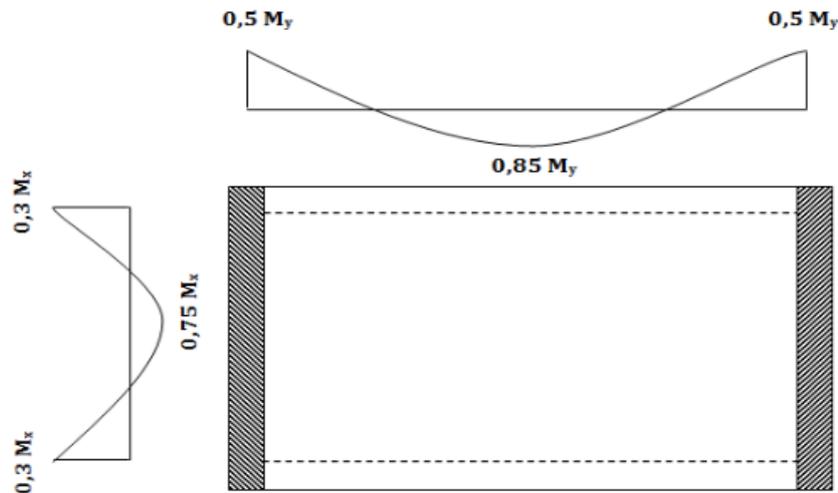


Figure.VII 4: Schéma du panneau du voile

## ❖ ELU :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0,0908 \times 10,74 \times 2,72^2 = 7,215 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,2500 \times 7,215 = 1,804 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## ❖ ELS :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0,0948 \times 7,96 \times 2,72^2 = 5,583 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,4050 \times 5,583 = 2,261 \text{ KN.m} \end{cases}$$

## ❖ ELU :

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 \times M_x = 0,85 \times 7,215 = 6,133 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,75 \times M_y = 0,75 \times 1,804 = 1,353 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax} = 0,3 \times M_x = 0,3 \times 7,215 = 2,165 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0,5 \times M_y = 0,5 \times 1,804 = 0,902 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ **ELS :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times M_x = 0.75 \times 5,583 = 4,187 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 2,261 = 1,696 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ax} = 0.3 \times M_x = 0.5 \times 5,583 = 2,7915 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 2,261 = 1,131 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La fissuration est considérée comme préjudiciable

$$C_x = a + \frac{\emptyset}{2} = 2 + \frac{1}{2} = 2,5 \text{ cm}$$

$$C_y = a + \emptyset + \frac{\emptyset}{2} = 2 + 1 + \frac{1}{2} = 3,5 \text{ cm}$$

- **Les hauteurs utiles**

$$d_x = h - c_x = 12,5 \text{ cm}$$

$$d_y = h - c_y = 11,5 \text{ cm}$$

**VII.9.3 Sens xx :****VII.9.3.1 En travée :****VII.9.3.1.1 Calcul du ferrailage :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{6,133 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 12,5^2} = 0.028 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.028}) = 0.036$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.036 = 0.986$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{6,133 \times 10^3}{0.986 \times 348 \times 12,5} = 1,43 \text{ cm}^2$$

❖ **ELU**

- **Condition de non fragilité**

[CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

- **Conditions exigées par le RPA99/V2003 :**

$$A_{\min RPA} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_{\min RPA}) = 1,43 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$A = 6T10/\text{ml} = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Espacement des barres :**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

#### ❖ ELS

$$M_{\text{ser}} = 4,187 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 4,71}{100} = 0,711$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,711 \times 12,5 = 17,76$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \rightarrow Y_1 = 3,56$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (D - y_1)^2 = 7150,54 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{4,187 \times 10^3}{7150,54} = 0,59$$

#### VII.9.3.1.2. Vérification des Contraintes dans le béton et l'acier :

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

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

$$\sigma_{bc} = k \times y = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,1 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{f_{t28} * \eta}\right) = \min(266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15k \times (d - y_1) = 15 \times 0,59 \times (12,5 - 3,56) = 79,12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 79,12 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### VII.9.3.2 En appuis :

#### VII.9.3.2.1 Calcul du ferrailage :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{3,607 \times 10^3}{100 \times 14,2 \times 12,5^2} = 0,016 < 0,259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,007}) = 0,020$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,020 = 0,992$$

$$A_s a = \frac{M_{ax}}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{3,607 \times 10^3}{0,992 \times 348 \times 12,5} = 0,84 \text{ cm}^2$$

#### ❖ ELU

- **Condition de non fragilité**

[CBA91/A4.2.1]

$$A_{min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

- **Conditions exigées par le RPA99/V2003 :**

$$A_{minRPA} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{min}; A_{minRPA}) = 1,5 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$A = 6T10 = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

#### ❖ ELS

$$M_{ser} = 2,791 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 4,71}{100} = 0,711$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,711 \times 12,5 = 17,76$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \rightarrow Y_1 = 3,56$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (D - y_1)^2 = 7150,54 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{I} = \frac{2,791 \times 10^3}{7150,54} = 0,39$$

### VII.9.3.2.2 Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 1,39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,39 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

### VII.9.3.2.3 Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{f_{t28} * \eta}\right) = \min(266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,39 \times (12,5 - 3,56) = 52,30 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 52,30 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

## VII.9.4 Sens yy :

### VII.9.4.1 En travée :

#### VII.9.4.1.1. Calcul du ferrailage :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{1,353 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 11,5^2} = 0.007 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.007}) = 0.009$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.09 = 0.996$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{1,353 \times 10^3}{0.996 \times 348 \times 11,5} = 0,34 \text{ cm}^2$$

❖ **ELU**

- **Condition de non fragilité**

[CBA91/A4.2.1]

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

- **Conditions exigées par le RPA99/V2003 :**

$$A_{\min\text{RPA}} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}; A_{\min\text{RPA}}) = 1,5 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$A = 6\text{T}10/\text{ml} = 4,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

❖ **ELS**

$$M_{\text{tser}} = 1,696 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 4,71}{100} = 0,711$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,711 \times 11,5 = 16,35$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \rightarrow Y_1 = 3,63$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (D - y_1)^2 = 5970,25 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{tser}}}{I} = \frac{1,696 \times 10^3}{5970,25} = 0,28$$

**VII.9.4.1.2. Vérification des contraintes dans le béton :**

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{t28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 1,02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1,02 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**VII.9.4.1.3. Vérification des contraintes dans les aciers :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{f_{t28} * \eta}\right) = \min((266,66 ; 201,63)) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_l) = 15 \times 0,28 \times (11,5 - 3,63) = 33,05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 33,05 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### VII.9.4.2 En appuis :

##### VII.9.4.2.1 Calcul du ferrailage :

$$\mu = \frac{M_{ay}}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{0,902 \times 10^3}{100 \times 14,2 \times 11,5^2} = 0,005 < 0,259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,005}) = 0,006$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,006 = 0,997$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{0,902 \times 10^3}{0,997 \times 348 \times 11,5} = 0,25 \text{ cm}^2$$

#### ❖ ELU

- **Condition de non fragilité (CBA91/A4.2.1)**

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,2 \text{ cm}^2$$

- **Conditions exigées par le RPA99/V2003 :**

$$A_{\min RPA} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 15 = 1,5 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_{cal}; A_{\min}; A_{\min RPA}) = 1,5 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$A = 6T10 / \text{ml} = 4,71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

#### ❖ ELS

$$M_{ser} = 1,131 \text{ KN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 3,93}{100} = 0,711$$

$$E = 2 \times D \times d = 2 \times 0,59 \times 18 = 16,35$$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \rightarrow Y_1 = 3,63$$

$$I_1 = \frac{b \times Y_1^3}{3} + 15 \times A \times (D - y_1)^2 = 5970,25 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{\text{ser}}}{i} = \frac{1,131 \times 10^3}{5970,25} = 0,19$$

#### VII.9.4.2.2 Vérification des contraintes dans le béton :

$$\sigma_{\text{bc}} \leq \overline{\sigma}_{\text{bc}}$$

$$\overline{\sigma}_{\text{bc}} = 0,6 \times f_{t28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{bc}} = k \times y = 0,69 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{bc}} = 0,73 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{\text{bc}} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

#### VII.9.4.2.3 Vérification des contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{f_{t28} * \eta}\right) = \min(266,66 ; 201,63) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,19 \times (11,5 - 3,63) = 22,43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 22,43 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

**Chapitre VIII :**  
**Etude des fondations**

# CHAPITRE VIII ÉTUDE DES FONDATIONS

## VIII.1. Introduction :

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

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieures.

### VIII.1.1. Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts qu sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continuent sous mur ;
- Les semelles continuent sous poteaux ;
- Les semelles isolées et
- Les radiers.

### VIII.1.2. Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux et
- Les puits.

VIII.2. Choix du type de fondation :  
Avec une contrainte admissible du sol qui est égal à 5 bars d'après le rapport géotechnique de la surface d'impact du bâtiment de 402,28 m<sup>2</sup>, ainsi que le poids de la structure

W=49103,37 KN, il y'a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante ;
- Radier évider ;
- Radier général.

Nous proposons en premier cas des semelles filantes. Pour cela, il faut vérifier que la surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :

$$\frac{S_s}{S_B} < 50 \%$$

**Avec :**

**S<sub>s</sub>**: Est la surface de la semelle.

**S<sub>B</sub>**: Est la surface d'impact du bâtiment.

La surface de la semelle est donnée par :  $\frac{N}{S_s} \leq \sigma_{sol}$

Avec :  $N_{ser} = G + Q$

**N<sub>ser</sub>**: Effort normal dû aux charges verticales.

$$N = 57680,98 + 9048,10 = 56341,85 \text{ KN}$$

$$S_s = \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{56341,85}{250} = 225,36 \text{ m}^2$$

**Vérification :**

$$\frac{S_s}{S_B} \leq 0,5 \rightarrow \frac{225,36}{402,28} = 0,56 \geq 0,5$$

Comme nous avons constaté ci-dessus, la surface des semelles dépasse les 50 % de la surface d'impact du bâtiment ce qui engendrera un chevauchement de ces dernières. Donc nous sommes amenés à envisager un radier général comme fondation. Le radier général présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle minimise la forte pression apportée par la structure. La réduction des tassements différentiels.

### VIII.3. Etude du radier :

#### VIII.3.1. Pré dimensionnement du radier :

Le radier général est une semelle continue sur toute la surface de l'ouvrage, il fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux et les murs voiles de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposer infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de rigidité ;
- Condition forfaitaire ;
- Condition de non cisaillement et
- Condition de non poinçonnement.

**VIII 3.1.1. Condition de rigidité :**

$$\text{Radier } L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} \text{ et } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

$L_e$ : Est la longueur élastique.

$L_{\max}$ : La plus grande distance entre deux poteau  $L_{\max} = 5 \text{ m}$ .

$b$ : Largeur du radier, on travaille sur une bande de 1 m.

$E$ : Module de déformation ( $3,2 \times 10^6 \text{ MPa}$ )

$h_r$ : Hauteur du radier.

$I$ : Inertie d'une bande de 1m du radier

$$I = \frac{b \times h_r^3}{12}$$

$K$ : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen

D'après les 3 expressions ci-dessus on obtiendra la condition sur la hauteur d'un radier rigide

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 10^6 \times 5^4}{3,2 \times 10^6 \times 3,14^4}}$$

$$h_r = 0,15 \text{ m}$$

**VIII.3.1.2. Condition forfaitaire**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$$\frac{5}{8} \leq h_r \leq \frac{5}{5}$$

$$0,625 \leq h_r \leq 1$$

$$h_r = 0,9 \text{ m}$$

**VIII.3.1.3. Condition de non cisaillement : D'après le BAEL 91 :**

Pour le panneau le plus défavorable :

$$\text{On a : } \begin{cases} L_x = 4,5 \text{ m} \\ L_y = 5 \text{ m} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{T_{\max}}{b \times 0,9 \times h}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,15 \times \frac{25}{1,5} = 2,5 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{450}{500} = 0,9$$

Si  $0,4 < p < 1$  Donc la dalle travaille dans les deux directions.

**Donc :**

q : charge répartie sur la dalle de radier.

$$h_r \geq \frac{T_{\max}}{0,9 \times b \times \bar{\tau}_u} = \frac{225,803 \times 10^3}{0,9 \times 1 \times 2,5 \times 10^3} = 100,35 \text{ mm}$$

$$h_r = 0,1 \text{ m}$$

#### VIII.3.1.4. Condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

**Avec :**

$U_c$  : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2(a_1 + b_1)$$

$$\begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases}$$

$$U_c = 2(a_1 + b_1) = 2(a + h + b + h) = 2 \times (0,45 + h + 0,45 + h) = 1,8 + 4h$$

$N_u$  : Charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculé à l'ELU.

Pour notre structure  $N_u = 1892,74 \text{ KN}$  appliquée sur une poteau de section  $(45 \times 45) \text{ cm}^2$

$$N_u \leq 0,045 \times (1,8 + 4h) \times h \times 16666,66$$

$$3h^2 + 1,35h - 1892,74 \geq 0$$

$$3000h^2 + 1350h - 1892,74 = 0$$

$$H=0,60 \text{ m}$$

On aura à  $h_r \geq 0,6 \text{ m}$

Pour satisfaire les quatre conditions, on prend une hauteur totale égale à  $h_r = 0,9 \text{ m}$ . Le radier est constitué par un plancher renversé composé d'un système de poutres orthogonales et une dalle pleine

$$d \geq \max\left(\frac{h_r}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{90}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 45 \text{ cm}$$

on prendre  $d = 50 \text{ cm}$

### VIII.3.2.1. Calcul la surface de radier

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + d(l_{x \text{ max}} + l_{y \text{ max}})$$

$$S_{\text{radier}} = 402,28 + 0,5(4,5 + 5) = 407,03 \text{ m}^2$$

### VIII.3.2.2. Caractéristiques du radier :

$$h_{\text{radier}} = 0,9 \text{ m}$$

$$S_{\text{radier}} = 407,03 \text{ m}^2$$

## VIII.4. Combinaison d'action :

### VIII.4.1. Vérification des contraintes sous radier

#### VIII.4.1.1. A L'ELU :

**Remarque :** D'après le RPA99/V2003 A10.1.4.1 la contrainte admissible du sol sera majorée par le coefficient 1.5, donc :  $\sigma_{\text{sol}} = 0,75 \text{ MPa}$  par conséquent, les contraintes calculées sous le radier sont inférieures à la contrainte admissible

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} = \frac{3 \times 0,210 + 0,184}{4} = 0,203 \text{ MPa}$$

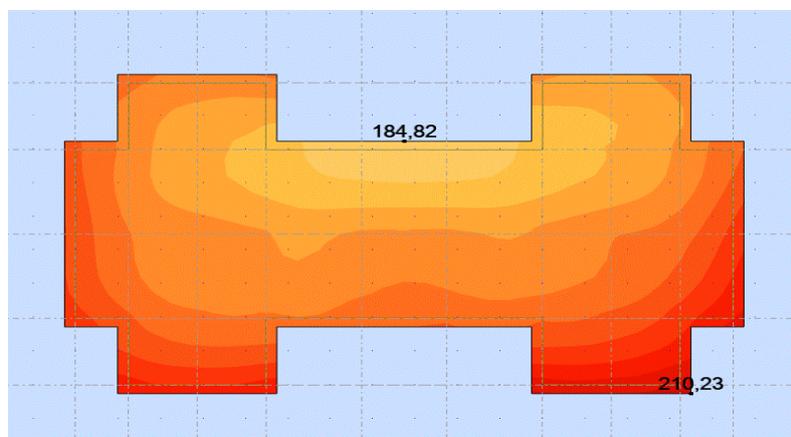


Figure.VIII 1 : Cartographies A L'ELU.

## VIII.4.1.2. A L'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 0,153 + 0,134}{4} = 0,148 \text{ MPa}$$

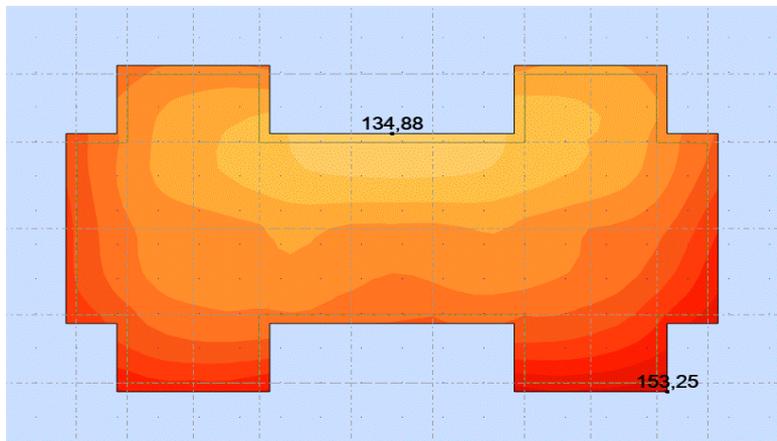


Figure.VIII 2: Cartographies A L'ELS.

## VIII.4.2. Vérification de l'effet de sous pression :

Sous l'effet de la pression hydrostatique, on peut rencontrer le phénomène de soulèvement du bâtiment, pour cela on doit vérifier :

$$p > 1,5 \times S \times \gamma \times Z$$

Où :

P : poids du bâtiment.

S : surface du radier.

Z : ancrage du bâtiment dans le sol.

$\gamma$  : poids volumique de l'eau

$$49103,37 \text{ KN} > 1,5 \times 402,28 \times 10 \times 2,72$$

$$49103,37 \text{ KN} > 16413,024 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

## VIII.4.3. Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91) :

On a obtenu les moments par logiciel robot.

❖ ELU :

$$\begin{cases} M_x \text{ appuis} = -548,16 \text{ KN.m} \\ M_x \text{ traveé} = 323,36 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_y \text{ appuis} = -692,86 \text{ KN.m} \\ M_y \text{ traveé} = 374,80 \text{ KN.m} \end{cases}$$

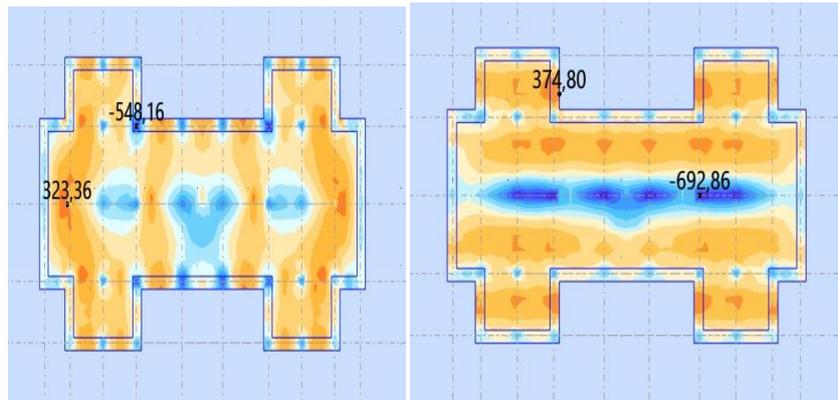


Figure.VIII 3: Cartographies A L'ELU.

❖ ELS :

$$\begin{cases} M_x \text{ appuis} = -395,99 \text{ KN.m} \\ M_x \text{ traveé} = 237,22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_y \text{ appuis} = -508,54 \text{ KN.m} \\ M_y \text{ traveé} = 272,94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

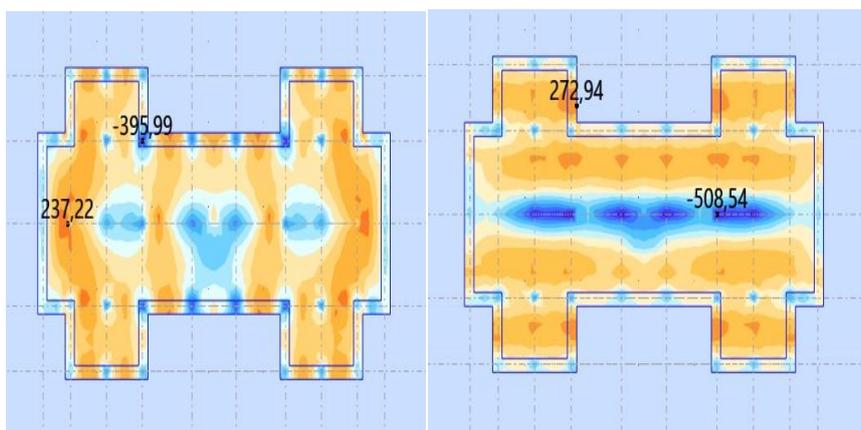


Figure.VIII 4: Cartographies A L'ELU.

**VIII.5.Sens xx :****VIII.5.1. En travée (ELU) :****VIII.5.1.1. Calcul du ferrailage :**

$$\mu = \frac{M_t^u}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{323,36 \times 10^3}{100 \times 14,2 \times 0,9 \times 90^2} = 0,031 < 0,392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,031}) = 0,04$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,04 = 0,984$$

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{323,36 \times 10^3}{0,984 \times 348 \times 0,9 \times 90} = 11,65 \text{ cm}^2$$

Soit : 6T16 = 12,06 cm<sup>2</sup> avec un espacement e = 16 cm

**VIII.5.1.2. Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 0,9 \times 90 \times \frac{2,1}{400} = 9,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 9,78 \text{ cm}^2 < A_t^u = 12,06 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Espacement des barres :**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(180; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 16 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

**VIII.5.2. En appuis :****VIII.5.2.1. Calcul du ferrailage :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{548,16 \times 10^3}{100 \times 14,2 \times 0,9 \times 90^2} = 0,053 < 0,392$$

**Donc :** les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,074}) = 0,068$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,068 = 0,972$$

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{548,16 \times 10^3}{0,972 \times 348 \times 0,9 \times 90} = 20 \text{ cm}^2$$

Soit : 10T16 = 20,11 cm<sup>2</sup> avec un espacement e = 10 cm

### VIII.5.2.2. Vérification à l'ELU :

- Condition de non fragilité (Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 0,9 \times 90 \times \frac{2,1}{400} = 9,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 10,86 \text{ cm}^2 < A_a^u = 20,11 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(180 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

### VIII.6. Sens yy :

#### VIII.6.1. En travée (ELU) :

##### VIII.6.1.1. Calcul du ferrailage :

$$\mu = \frac{M_t^u}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{374,80 \times 10^3}{100 \times 14,2 \times 0,9 \times 90^2} = 0,036 < 0,392$$

**Donc :** les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,054}) = 0,046$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,046 = 0,982$$

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{374,80 \times 10^3}{0,982 \times 348 \times 0,9 \times 90} = 13,54 \text{ cm}^2$$

Soit : 8T16 = 16,08 cm<sup>2</sup> avec un espacement e = 12,5 cm

**VIII.6.1.2. Vérification à l'ELU :**

- **Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 0,9 \times 90 \times \frac{2,1}{400} = 9,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 9,78 \text{ cm}^2 < A_t^u = 16,08 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Espacement des barres :**

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(46; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 12,5 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

**VIII.6.2. En appuis :****VIII.6.2.1. Calcul du ferrailage :**

$$\mu = \frac{M_a^u}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{692,86 \times 10^3}{100 \times 14,2 \times 0,9 \times 90^2} = 0,067 < 0,392$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,067}) = 0,087$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,087 = 0,965$$

$$A_t^u = \frac{M_a^u}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{692,86 \times 10^3}{0,965 \times 348 \times 0,9 \times 90} = 25,47 \text{ cm}^2$$

Soit : 8T20 = 25,13 avec un espacement e=12,5 cm

**VIII.6.2.2. Vérification à l'ELU :****VIII.6.2.3. Condition de non fragilité (Art A. 4, 2,1/BAEL99) :**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 0,9 \times 90 \times \frac{2,1}{400} = 9,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 9,78 \text{ cm}^2 < A_t^u = 25,13 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Espacement des barres :**

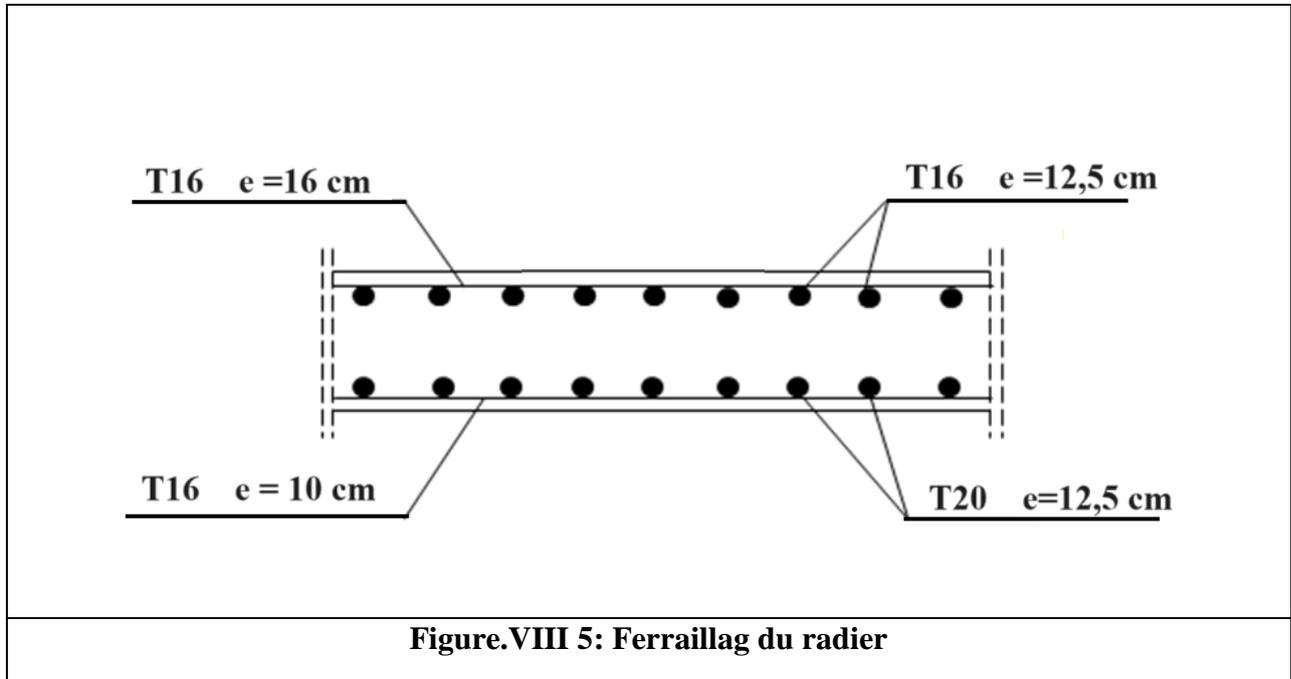
L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min(180 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 12.5 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$$



# **Conclusion**

## CONCLUSION GENERALE

Le génie civil est un domaine qui tendra toujours vers la satisfaction des besoins de la vie moderne.

Le projet de fin d'étude est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation, Cette expérience nous a permis aussi d'acquérir des connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures ; l'application des règlements tels que : (RPA (99/version 2003) ; BAEL 91 ; CBA93, la pratique des logiciels Comme : Robot ; Socotec, autocad ...etc.).

Dans ce projet nous avons réalisé un travail qui consiste à faire, la conception et l'étude d'une tour à usage multiple constitué d'un sous-sol utilisé comme parking +RDC+9 étages. Dans notre étude, nous avons commencé par le pré-dimensionnement suivi par l'étude des éléments secondaire, l'étude sismique, l'étude des voiles, l'étude des portiques et terminé par le calcul des fondations. Nous avons constaté que la vérification de la stabilité de la structure constitue une étape cruciale dans l'étude d'un bâtiment). Cette dernière est assurée par les portiques et le système de contreventement en voile ; donc une bonne disposition des voiles est très importante.

Donc nous espérons que cette modeste étude sera comme une référence qui contient un minimum d'information utile pour faciliter les études des futures promotions et très importante expérience pour la vie d'un ingénieur.

## Bibliographie

### Règlements :

- Béton armé B.A.E.L 91 modifié 99 DTU associés (JEAN-PIERRE MOUGIN édition EYROLLES, 2000).
- Document technique réglementaire DTR BC 2 48 règles parasismique algériennes RPA 99 / version 2003 (Centre national de recherche parasismique appliquée en génie parasismique, C.G.S 2002 Hussein dey Alger).
- CBA93 : calcul des ouvrages en béton armé.
- D.T.R charge permanentes et charges des d'exploitation.
- Cour béton d'armé 3-ème années licence
- Mémoire de fin d'étude

### Logiciels :

- ROBOT 2022.....Analyse des structures.
- ROBOT EXPERT 2010..... Calcul des sections de ferrailage.
- AUTOCAD 2021.....Dessin et conception architecturale.
- WORD 2016.....Traitement du texte.
- EXCEL 2016.....
- RDM 6.....Calcul des structures par la méthode des élément finis.
- POWER POINT 2016 .....Présentation du mémoire.